



Laboratoire de la construction métallique (ICOM)

INSTITUT DE STRUCTURES

FACULTÉ ENVIRONNEMENT NATUREL, ARCHITECTURAL ET CONSTRUIT

ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE

Rapport d'essai

ICOM

**535**

## **CONNEXIONS PAR ADHÉRENCE**

THOMANN Michel

Novembre 2005



# CONNEXIONS PAR ADHÉRENCE

THOMANN Michel

Rapport N° ICOM 535

Copyright © Novembre 2005 by EPFL - ICOM Lausanne  
Tous les droits de reproduction, même partielle (photocopie, microcopie),  
de mise en programmes d'ordinateur et de traduction sont réservés.

**Ecole polytechnique fédérale de Lausanne (EPFL)**  
**Laboratoire de la construction métallique (ICOM)**

CH - 1015 Lausanne

Tél. : + 41-21-693 24 25

Fax : + 41-21-693 28 68

<http://icom.epfl.ch/>





## RÉSUMÉ

Ce rapport décrit les essais effectués dans le cadre du projet «Connexions par adhérence». Les connexions par adhérence sont utilisées dans les poutres mixtes acier-béton pour résister à l'effort rasant entre la poutre en acier et la dalle en béton. Leur résistance est due à la résistance au cisaillement de plusieurs interfaces disposées judicieusement. Les essais décrits dans ce rapport ont pour but de mieux comprendre et de mesurer le comportement des connexions par adhérence.

Quatre types d'essais ont été effectués: des essais de cisaillement direct sur des interfaces acier-coulis de ciment et béton-coulis de ciment, des essais d'arrachement et des essais push-out sur des connexions par adhérence et enfin des essais de flexion sur des poutres mixtes acier-béton avec connexion par adhérence. Ces essais permettent d'étudier l'influence de nombreux paramètres sur le comportement de ce type de connexion.

## SUMMARY

This report describes the tests that were carried out for the project «Connections by adherence». Connections by adherence are used in steel-concrete composite beams to resist the horizontal shear force between the steel beam and the concrete slab. Their resistance is due to the shear resistance of different interfaces positioned in a judicious manner. The tests described in this report aim to provide a better understanding and measure of the behaviour of connections by adherence.

Four types of tests have been carried out: direct shear tests on steel-cement paste and concrete-cement paste interfaces, pull-out tests and push-out tests on connections by adherence and finally bending tests on steel-concrete composite beams with connections by adherence. These tests make it possible to study the influence of several parameters on the behaviour of this type of connection.

## ZUSAMMENFASSUNG

Dieser Bericht beschreibt die im Rahmen des Projekts "Haftverbund" durchgeführten Versuche. Haftverbindungen kommen in Stahl-Beton Verbundträgern zur Anwendung, um die Längsscherkräfte zwischen dem Stahlträger und der Betonplatte zu übertragen. Ihr Widerstand beruht auf dem Scherwiderstand mehrerer in geeigneter Weise angeordneter Kontaktflächen. Die in diesem Bericht beschriebenen Versuche haben zum Ziel, das Verhalten von Haftverbindungen zu messen und besser zu verstehen.

Vier Versuchstypen wurden durchgeführt: Direktscherversuche an Kontaktflächen zwischen Stahl und Zementpaste sowie zwischen Beton und Zementpaste, Ausreiss- und Abscherversuche an Haftverbindungen sowie Biegeversuche an Stahl-Beton Verbundträgern mit einer Haftverbindung. Diese Versuche erlauben es, den Einfluss einer Vielzahl von Parametern auf das Verhalten dieses Verbindungstyps zu untersuchen.

## REMERCIEMENTS

Mes sincères remerciements vont aux personnes qui ont initié et encadré ce projet de recherche, M. H.-G. Dauner, du bureau DIC SA à Aigle, et M. J.-P. Lebet. De même, je tiens à remercier les collaborateurs techniques du laboratoire de l'Institut de Structure Sylvain Demierre, Gilbert Pidoux et Hansjakob Reist pour la qualité et l'efficacité de leur travail. De nombreux assistants de l'ICOM et étudiants en génie civil ont contribué à ce que les essais se déroulent dans de bonnes conditions. Je tiens en particulier à remercier Adrien, Ahti, Damien, Danijel, Matthias, Rahel et Scott. Mes remerciements s'adressent également au Prof. K. Tateishi de l'université de Nagoya pour son aide apportée à la mesure de la rugosité des surfaces.

Les nombreuses entreprises partenaires ont apporté d'une part leur soutien financier qui a rendu possible la réalisation de ces essais et d'autre part, par le biais de leurs collaborateurs, leur conseil technique qui a permis de grandement améliorer certains détails lors de la préparation des éprouvettes. Il s'agit de:

- DIC SA, Aigle, et en particulier M. H.-G. Dauner et Mme F. Salamé,
- Element AG, Tafers, et en particulier M. B. Faucherre,
- SIKA Schweiz AG, Zurich, et en particulier M. I. Schädler,
- VSL Schweiz, Subingen, et en particulier Mme S. Vildaer ainsi que MM. M. Bevilacqua, H. R. Ganz et B. Kaempf,
- Zwahlen & Mayr SA, Aigle, et en particulier M. R. Ryser.

Enfin, mes remerciements vont à l'Office fédéral des routes (OFROU) et au canton d'Argovie pour leur soutien financier.

**TABLE DES MATIÈRES**

RÉSUMÉ.....	3
REMERCIEMENTS.....	4
TABLE DES MATIÈRES .....	5
1 INTRODUCTION .....	7
1.1 Motivations .....	7
1.2 Objectifs .....	7
1.3 Plan des essais et structure du rapport .....	7
2 ESSAIS DE CISAILLEMENT DIRECT.....	9
2.1 Description des essais .....	9
2.2 Résultats .....	15
2.3 Observations.....	22
2.4 Analyse des résultats .....	28
2.5 Conclusions .....	31
3 ESSAIS D'ARRACHEMENT.....	33
3.1 Description des essais .....	33
3.2 Résultats .....	36
3.3 Observations.....	37
3.4 Analyse des résultats .....	39
3.5 Conclusions .....	39
4 ESSAIS PUSH-OUT .....	41
4.1 Description des essais .....	41
4.2 Résultats .....	49
4.3 Observations.....	55
4.4 Analyse des résultats .....	60
4.5 Conclusions .....	64
5 ESSAIS SUR POUTRES MIXTES.....	65
5.1 Description des essais .....	65
5.2 Résultats .....	70
5.3 Observations.....	78
5.4 Analyse des résultats .....	80
5.5 Conclusions .....	81
6 CONCLUSIONS .....	83
RÉFÉRENCES .....	85
ANNEXE A: MESURE DE LA RUGOSITÉ D'UNE SURFACE .....	87



# 1 INTRODUCTION

## 1.1 MOTIVATIONS

Lors de la construction d'un pont mixte acier-béton, le mode de mise en place du tablier en béton et sa connexion aux poutres maîtresses métalliques sont d'une importance prépondérante sur la durée des travaux et le comportement dans le temps de l'ouvrage. L'emploi de dalles préfabriquées, au lieu d'un tablier coulé en place, se révèle à cet égard particulièrement intéressant, et cela d'autant plus qu'il sera nécessaire dans le futur de remplacer de plus en plus de dalles de ponts existants ou de ponts entiers en perturbant le trafic au minimum.

Dans ce contexte, les méthodes utilisées actuellement pour la connexion entre la dalle en béton et les poutres en acier, purement mécaniques par groupes de goujons par exemple, ne conviennent pas ou peu à une mise en œuvre rapide. La connexion doit donc être réétudiée. Des solutions de connexion alternatives et novatrices sont en cours de développement. Ce sont des connexions continues qui utilisent la résistance au cisaillement de plusieurs interfaces disposées judicieusement les unes par rapport aux autres. Ces connexions sont nommées *connexions par adhérence*.

Les essais présentés dans ce rapport sont de quatre types. Les premiers, dits de *cisaillement direct*, visent à accroître les connaissances sur les mécanismes d'adhérence entre un coulis de ciment et d'autres surfaces, comme une tôle striée en acier ou une surface de béton rugueuse. Les deuxièmes, dits d'*arrachement*, servent à tester la connexion en traction. Les troisièmes, dits *push-out*, servent à tester la connexion en cisaillement. Enfin, les essais sur les *poutres mixtes* servent à tester des poutres mixtes avec connexion par adhérence jusqu'à la ruine. Ensemble, ces essais doivent permettre de faire progresser les connaissances dans le domaine des connexions par adhérence et, par conséquent, servir le développement de la construction mixte acier-béton pour les ponts à construction rapide.

## 1.2 OBJECTIFS

Les objectifs des essais décrits dans ce rapport sont les suivants:

- Quantifier l'influence des paramètres importants sur la résistance au cisaillement d'une interface entre un coulis de ciment et une seconde surface qui peut être de différentes natures (tôle striée en acier, béton rugueux, béton couvert d'une grille en métal déployé, couche d'adhérence).
- Déterminer la résistance maximale à l'arrachement et au cisaillement de différentes connexions par adhérence.
- Déterminer le comportement de différentes connexions par adhérence sollicitées en cisaillement par des charges cycliques (fatigue) et de longue durée (fluage).
- Déterminer les mécanismes de résistance et les caractéristiques du comportement mécanique des connexions par adhérence.
- Déterminer la résistance et le mode de rupture de poutres mixtes avec une connexion par adhérence.

## 1.3 PLAN DES ESSAIS ET STRUCTURE DU RAPPORT

La structure du rapport est contenue dans le tableau 1.1. Le chapitre 2 traite des essais de cisaillement direct, le chapitre 3 des essais d'arrachement, le chapitre 4 des essais push-out et le chapitre 5 des essais sur poutres mixtes. Une conclusion (chapitre 6) clos le rapport.

**Tableau 1.1 - Structure du rapport**

Chapitre	Type d'essais	Phénomène étudié
2	Essais de cisaillement direct	Résistance au cisaillement de différentes interfaces
3	Essais d'arrachement	Résistance à l'arrachement de différentes connexions
4	Essais push-out	Résistance au cisaillement de différentes connexions sous sollicitations statiques, sous charges variables (fatigue) et comportement de ces connexions sous charges de longue durée (fluage)
5	Essais sur poutres mixtes	Résistance à la flexion de poutres mixtes avec connexions par adhérence

## 2 ESSAIS DE CISAILLEMENT DIRECT

### 2.1 DESCRIPTION DES ESSAIS

#### 2.1.1 Principe de l'essai de cisaillement direct

La figure 2.1 illustre le principe de l'essai de cisaillement direct. L'éprouvette est constituée d'un bloc de coulis de ciment pris entre deux tôles d'acier ou entre deux blocs de béton. Les deux interfaces sont testées en cisaillement accompagné d'un effort normal. L'effort normal produit la contrainte  $\sigma$  qui est maintenue constante durant tout l'essai. La force de cisaillement  $V$  est ensuite appliquée progressivement jusqu'à la rupture.

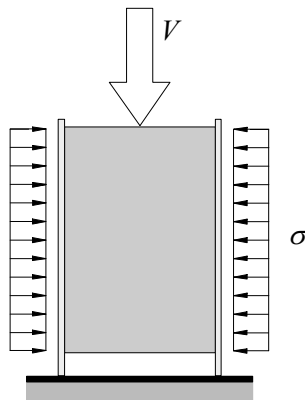


Figure 2.1 - Principe de l'essai de cisaillement direct

#### 2.1.2 Eprouvettes

##### Dénomination

Plusieurs types d'éprouvettes ont été testés. Ils se distinguent par la qualité du coulis de ciment et par le type de surface. La référence à chaque éprouvette est effectuée à l'aide d'une abréviation, comme indiqué ci-dessous. Ainsi, l'éprouvette AR1-H-1 est une éprouvette avec tôle striée (stries perpendiculaires au sens de cisaillement) et avec un coulis de ciment à haute résistance.

<b>A</b>	<b>R1/R2/H/BR/BS/BM</b>	<b>-</b>	<b>N/H</b>	<b>-</b>	<b>1</b>
A	: éprouvette pour essai de cisaillement direct				
R1 et R2	: tôle striée (stries respectivement perpendiculaires et parallèles au sens de cisaillement)				
H	: couche d'adhérence				
BR	: béton rugueux				
BS	: béton sablé (lisse)				
BM	: béton avec métal déployé				
N/H	: type de coulis de ciment				
1,2,...	: numéro d'ordre				

##### Géométrie

La géométrie des éprouvettes est illustrée à la figure 2.2. La figure 2.3 représente les six types de surfaces testées: la surface de béton rugueuse (BR), la surface de béton lisse (BS), la surface en béton couverte d'une grille en métal déployé (BM), la tôle striée, dont les stries peuvent être orientées dans les deux directions (R1: perpendiculaires au sens de cisaillement et R2: parallèles au sens de cisaillement) et enfin la couche d'adhérence (H).

La géométrie des stries de la tôle striée est la suivante: hauteur: 1.4 mm; largeur: 5 mm. Les «losanges» formés par les stries ont une petite diagonale de 22 mm et une grande diagonale de 55 mm. Les tôles

d'acier ont une épaisseur de 8 mm. La géométrie des mailles du métal déployé est la suivante: petite diagonale de 10 mm et grande diagonale de 42 mm. Les lanières ont une section de 4.1 mm sur 3.0 mm.

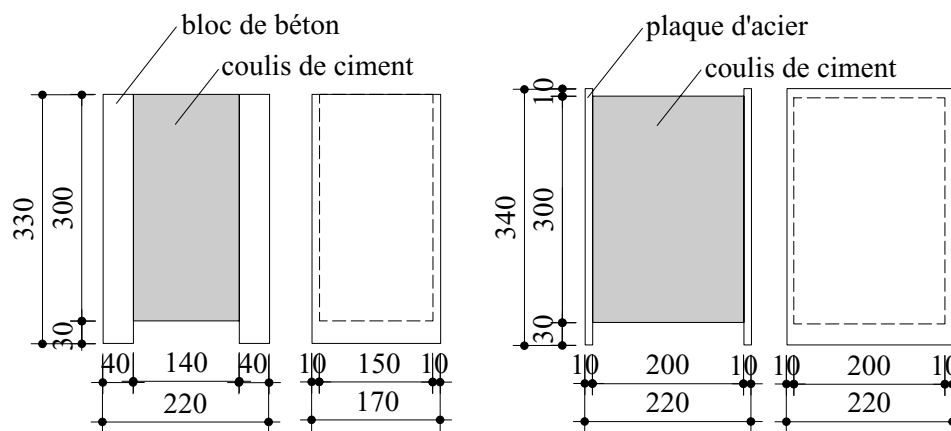


Figure 2.2 - Géométrie des éprouvettes

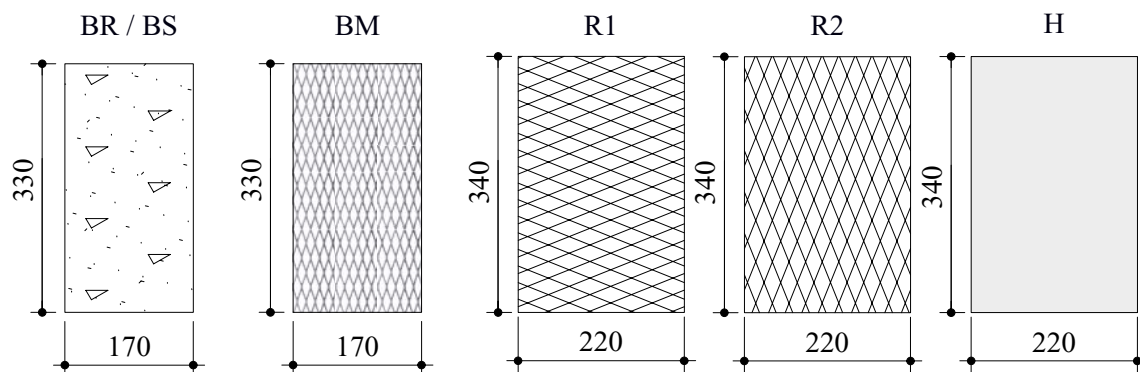


Figure 2.3 - Surfaces testées

## Matériaux

Les matériaux utilisés présentent les caractéristiques suivantes:

- Acier: Les tôles striées sont des tôles laminées en S235. La limite d'élasticité n'a pas été déterminée expérimentalement. Les tôles sont sablées SA 2½ mais ne sont pas peintes. Le même acier, sans les stries, est utilisé comme support de la couche d'adhérence.
- Coulis de ciment: Deux types de coulis ont été utilisés, le coulis normal, abrégé N, et le coulis à haute résistance, abrégé H. Le coulis N a une résistance à la compression variant de environ 50 à 80 N/mm<sup>2</sup>. Il est composé d'eau et de ciment portland CEM I dans un rapport E/C = 0.35 et de fluidifiant de type Rheobuild 5500 (0.2 % du poids). Sa résistance moyenne à la traction n'est pas connue. Le coulis H est un coulis dont la recette est détenue par la maison VSL [Ganz 2002]. Sa résistance à la compression varie de environ 90 à 120 N/mm<sup>2</sup>.
- Couche d'adhérence: La couche d'adhérence est une résine à base d'époxy chargée de sable de diamètre 2.0...3.2 mm. La résine époxy est fournie et appliquée par la maison SIKA sous le nom de produit ICOSIT Haftmasse [SIKA 2004]. Les caractéristiques de la rugosité de la couche d'adhérence sont décrites dans l'annexe A.
- Béton: Les blocs de béton sont réalisés avec un béton de résistance moyenne à la compression à 28 jours mesurée sur 3 cubes de 81 N/mm<sup>2</sup>. Le diamètre maximal des grains est de 16 mm. Le rapport E/C vaut 0.376.
- Métal déployé: La limite d'élasticité du métal déployé n'est pas connue.



## Fabrication

Les 44 éprouvettes ont été fabriquées par les entreprises suivantes:

- Zwahlen & Mayr SA, Aigle, pour les éléments métalliques,
- Element AG, Tafers, pour les éléments en béton,
- SIKA Schweiz AG, Zurich, pour la couche d'adhérence,
- VSL Schweiz AG, Subingen, pour le coulis de ciment H,
- le Laboratoire des matériaux de construction (LMC) de l'EPF Lausanne pour le coulis N.

Les éprouvettes ont été fabriquées de la manière suivante:

1. découpage des tôles d'acier et sablage SA 2½ ou préparation des blocs en béton,
2. application d'une éventuelle couche d'adhérence,
3. préparation des coffrages (les tôles d'acier/les blocs en béton servent de coffrage),
4. assemblage (le coulis de ciment est coulé dans les coffrages),
5. décoffrage.

Le mode de préparation des surfaces en béton est le suivant:

- Les blocs pour les éprouvettes de type BR (béton rugueux) ont été coffrés avec un retardateur de prise dans le fond du coffrage (retardateur Pieri DRC 6/80). Après décoffrage, le lait de ciment qui n'a pas fait prise est nettoyé à l'aide d'un jet d'eau. Les caractéristiques de la rugosité du béton rugueux sont décrites dans l'annexe A.
- Les blocs pour les éprouvettes de type BS (béton sablé) ont été coffrés sans retardateur de prise. Une fois décoffrés, ils sont sablés selon le procédé suivant: granulométrie du sable: 0.2 à 1.4 mm, pression: 4.5 bars, distance: 60 cm, temps: environ 40 secondes. Les caractéristiques de la rugosité du béton sablé sont décrites dans l'annexe A.
- Les blocs pour les éprouvettes avec métal déployé ont été coffrés avec un retardateur de prise Pieri DRC 6/80 et le métal déployé posé sur le retardateur au fond du coffrage avant le coulage du béton. Après décoffrage, un nettoyage au jet permet d'éliminer le lait de ciment qui n'a pas fait prise et ainsi de dégager une partie de la grille de métal déployé, celle-ci restant fermement ancrée dans le béton.

Le décoffrage des éprouvettes de type BS a été difficile à effectuer car le coffrage adhérait au coulis de ciment. Des efforts importants ont été appliqués sur ces éprouvettes pour les décoffrer. Les éprouvettes (interfaces) ont pu être endommagées par ce processus.

Les éprouvettes ont été fabriquées en six séries. Le tableau 2.1 résume les principales dates liées à la fabrication de ces éprouvettes.

**Tableau 2.1 - Dates de fabrication des éprouvettes**

Série	Eprouvettes	Assemblage	Décoffrage
1	AR1-H-1 à AR1-H-6	26.05.2003	02.06.2003
2	AR1-N-1 à AR1-N-6	01.07.2003	05.07.2003
3	AR1-H-7 à AR1-H-10, AH-H-1 à AH-H-6	13.10.2003	17.10.2003
4	ABR-H-1 à ABR-H-4, ABS-H-1 à ABS-H-2, ABM-H-1 à ABM-H-4	11.03.2004	15.03.2004
5	AR2-H-1 à AR2-H-6	16.11.2004	19.11.2004
6	AR2-N-1 à AR2-N-6	13.12.2004	16.12.2004

Les éprouvettes de la série n° 1 ont été décoffrées après 7 jours. Le retrait, partiellement empêché dans les coffrages, a produit des fissures importantes dans les éprouvettes de cette série, c'est pourquoi les éprouvettes des séries n° 2 à 6 ont été décoffrées après 3 ou 4 jours.

### 2.1.3 Programme des essais

Le tableau 2.2 synthétise les paramètres retenus pour les différents essais, ainsi que les dates d'essais. Au préalable à l'essai de rupture sur l'éprouvette AH-H-5, des cycles de charge-décharge ont été effectués. Ces cycles ont été effectués entre 10 et 120 kN, avec une force transversale  $N$  de 60 kN. Au préalable à l'essai de rupture sur l'éprouvette AH-H-6, un essai de fluage a été effectué durant 90 heures avec une force transversale  $N$  de 60 kN et une force de cisaillement  $V$  de 130 kN, correspondant à 33 % de la charge de rupture estimée.

**Tableau 2.2 - Programme des essais**

Eprouvette	Interface	Coulis de ciment	$\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Date d'essai	
AR1-H-1	Tôle striée R1	Haute résistance H ( $f_c = 89.9$ N/mm <sup>2</sup> )	0.5	02.07.2003	
AR1-H-2			1.0	03.07.2003	
AR1-H-3			2.0	03.07.2003	
AR1-H-4			1.0	04.07.2003	
AR1-H-5			1.5	04.07.2003	
AR1-H-6			0.5	07.07.2003	
AR1-H-7		Haute résistance H ( $f_c = 95.0$ N/mm <sup>2</sup> )	1.0	10.11.2003	
AR1-H-8			2.0	11.11.2003	
AR1-H-9			0.7	11.11.2003	
AR1-H-10			1.0	11.11.2003	
AR1-N-1		Résistance normale N ( $f_c = 53.6$ N/mm <sup>2</sup> )	0.5	04.08.2004	
AR1-N-2			1.0	04.08.2004	
AR1-N-3			2.0	05.08.2004	
AR1-N-4			1.5	05.08.2004	
AR1-N-5			0.5	06.08.2004	
AR1-N-6			2.5	06.08.2004	
AH-H-1		Couche d'adhérence H	Haute résistance H ( $f_c = 95.0$ N/mm <sup>2</sup> )	1.0	12.11.2003
AH-H-2				2.0	12.11.2003
AH-H-3	0.5			12.11.2003	
AH-H-4	2.5			13.11.2003	
AH-H-5	1.0			13.11.2003	
AH-H-6	1.5			18.11.2003	
ABR-H-1	Béton rugueux BR (retardateur de prise)	Haute résistance H ( $f_c = 93.2$ N/mm <sup>2</sup> )	1.0	14.04.2003	
ABR-H-2			0.6	14.04.2003	
ABR-H-3			1.0	15.04.2003	
ABR-H-4			1.5	19.04.2003	
ABS-H-1	Béton lisse BS (sablé)		1.0	16.04.2003	
ABS-H-2			0.5	16.04.2003	
ABM-H-1	Béton avec métal déployé BM		1.0	13.04.2003	
ABM-H-2			0.6	15.04.2003	
ABM-H-3			1.0	19.04.2003	
ABM-H-4			1.5	19.04.2003	
AR2-H-1	Tôle striée R2	Haute résistance H ( $f_c = 121.0$ N/mm <sup>2</sup> )	1.0	07.01.2005	
AR2-H-2			2.0	10.01.2005	
AR2-H-3			3.0	10.01.2005	
AR2-H-4			2.0	10.01.2005	
AR2-N-1		Résistance normale N ( $f_c = 78.0$ N/mm <sup>2</sup> )	1.0	11.01.2005	
AR2-N-2			2.0	11.01.2005	
AR2-N-3			2.5	11.01.2005	
AR2-N-4			2.0	11.01.2005	
AR2-N-5			0.5	12.01.2005	
AR2-N-6			3.0	13.01.2005	

### 2.1.4 Bâti de charge

Le bâti de charge est illustré à la figure 2.4. On y distingue l'éprouvette munie des capteurs de déplacement, la machine Schenck d'une capacité de 1000 kN et le vérin transversal d'une capacité de 200 kN qui sert à appliquer la charge de compression transversale. Une rotule est posée sur le dessus de l'éprouvette. Les plaques de bois, visibles de chaque côté de l'éprouvette, servent à répartir la force transversale de manière uniforme sur les interfaces.

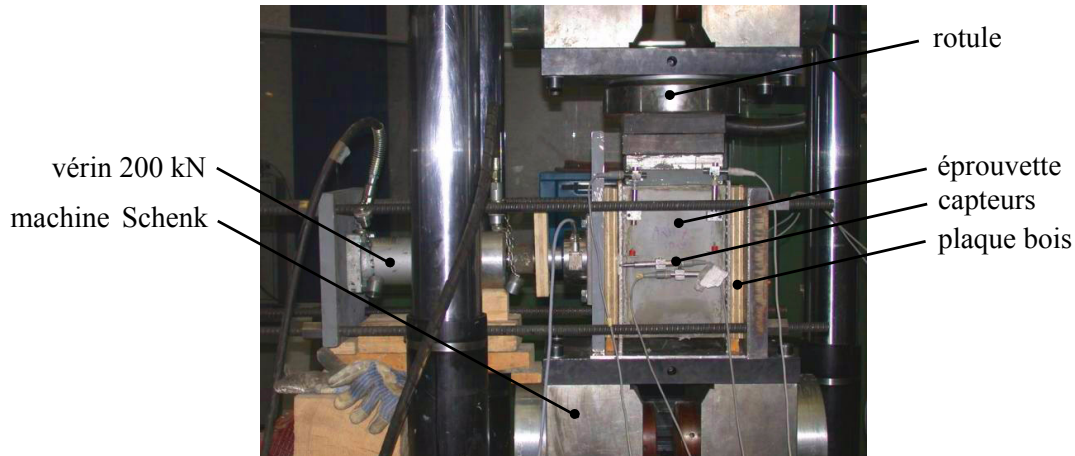


Figure 2.4 - Bâti de charge

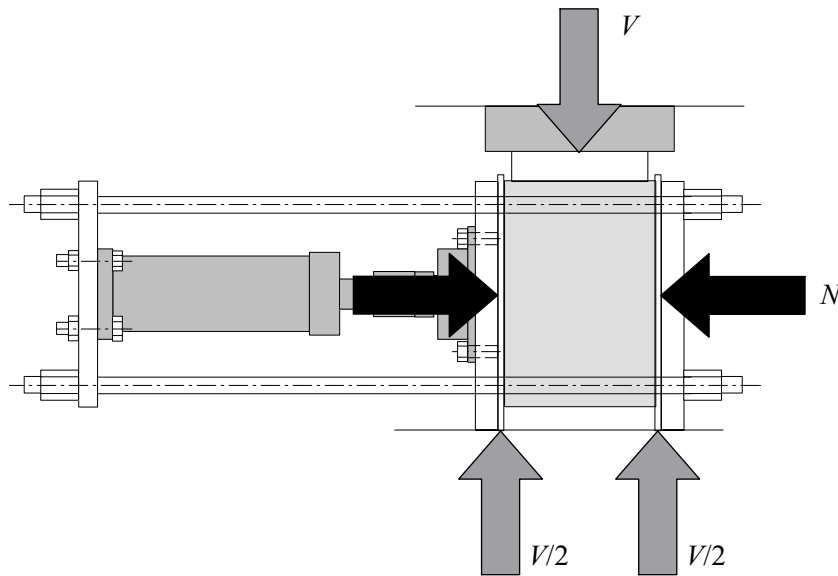
### 2.1.5 Déroulement de l'essai

#### Mise en charge

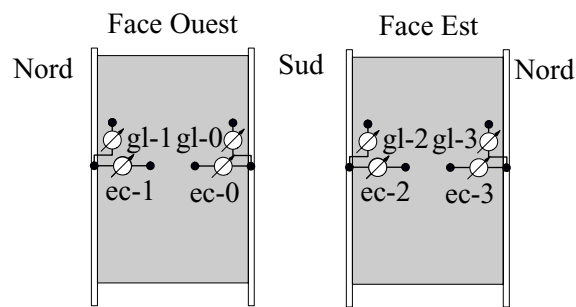
Le chargement se fait en deux étapes, comme illustré à la figure 2.5. La première étape permet d'appliquer la force de compression transversale  $N$  et la deuxième étape permet de cisailier les interfaces par une force  $V$ .

#### Dispositif de mesure

Outre la force de cisaillement  $V$  et la force de compression transversale  $N$ , le mouvement relatif entre l'acier et le coulis de ciment a été mesuré. Les capteurs de déplacement sont des capteurs inductifs HBM. La figure 2.6 illustre la position des huit capteurs: quatre pour mesurer le glissement relatif vertical (capteurs gl-0 à gl-3, capteurs W20) et quatre pour mesurer l'écartement perpendiculaire à l'interface (ec-0 à ec-3, capteurs W5TK).



**Figure 2.5 - Procédure de mise en charge**



**Figure 2.6 - Instrumentation des éprouvettes**

Le contrôle de la force de compression transversale  $N$  se fait à l'aide d'une pompe manuelle. Le contrôle du cisaillement  $V$  se fait de manière électronique. Ce vérin est asservi en déplacement avec une vitesse de 0.2 mm/min jusqu'à la rupture des deux interfaces puis de 0.4 mm/min jusqu'à la fin de l'essai.

## 2.2 RÉSULTATS

### 2.2.1 Charges de rupture

Le tableau 2.3 contient les charges de rupture  $V_{\max}$  ainsi que les contraintes de cisaillement moyennes correspondantes  $\tau_{\max} = V_{\max} / 2A$ , où  $A$  est l'aire d'une interface cisailée.

**Tableau 2.3 - Charges  $V_{\max}$  et contraintes  $\tau_{\max}$  à la rupture**

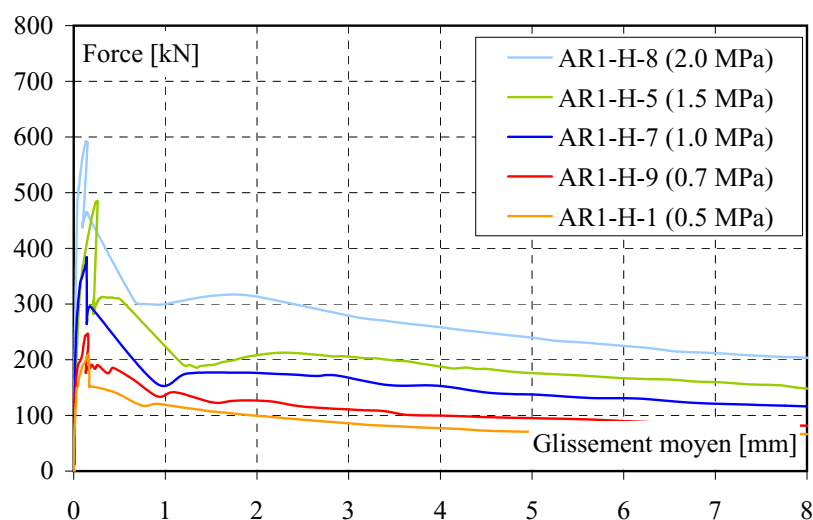
Eprouvette	$\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$V_{\max}$ [kN]	$A$ [mm <sup>2</sup> ]	$\tau_{\max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
AR1-H-1	0.5	233	60000	1.94
AR1-H-2	1.0	374		3.12
AR1-H-3	2.0	557		4.64
AR1-H-4	1.0	308		2.57
AR1-H-5	1.5	486		4.05
AR1-H-6	0.5	148		1.23
AR1-H-7	1.0	383		3.19
AR1-H-8	2.0	593		4.94
AR1-H-9	0.7	248		2.07
AR1-H-10	1.0	344		2.87
AR1-N-1	0.5	202		1.68
AR1-N-2	1.0	269		2.24
AR1-N-3	2.0	387		3.23
AR1-N-4	1.5	323		2.69
AR1-N-5	0.5	140		1.17
AR1-N-6	2.5	489		4.08
AH-H-1	1.0	427		3.56
AH-H-2	2.0	735		6.13
AH-H-3	0.5	306		2.55
AH-H-4	2.5	633		5.28
AH-H-5	1.0	416		3.47
AH-H-6	1.5	647		5.39
ABR-H-1	1.0	290	45000	3.22
ABR-H-2	0.6	220		2.44
ABR-H-3	1.0	268		2.98
ABR-H-4	1.5	402		4.47
ABS-H-1	1.0	210		2.33
ABS-H-2	0.5	108		1.20
ABM-H-1	1.0	263		2.92
ABM-H-2	0.6	191		2.12
ABM-H-3	1.0	320	60000	3.56
ABM-H-4	1.5	380		4.22
AR2-H-1	1.0	226		1.88
AR2-H-2	2.0	422		3.52
AR2-H-3	3.0	570		4.75
AR2-H-4	2.0	398		3.32
AR2-N-1	1.0	200		1.67
AR2-N-2	2.0	373		3.11
AR2-N-3	2.5	423		3.53
AR2-N-4	2.0	355		2.96
AR2-N-5	0.5	122		1.02
AR2-N-6	3.0	469		3.91

### 2.2.2 Glissement

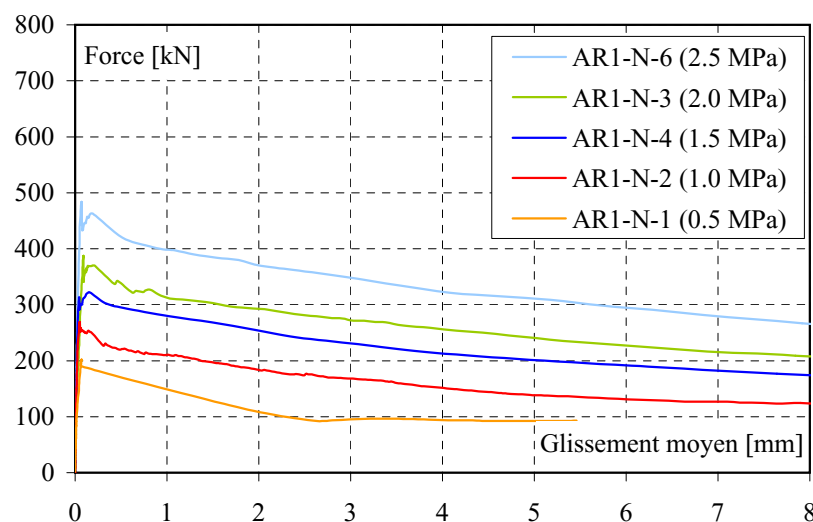
Les figures 2.7 à 2.14 illustrent la relation entre la force de cisaillement totale  $V$  et le glissement moyen  $s$  à l'interface qui cède en second pour les éprouvettes de type AR1-H, AR1-N, AH-H, ABR-H, ABS-H

et ABM-H respectivement. Le glissement d'une seule interface (plutôt que le glissement moyen des deux interfaces) est reporté car il donne une meilleure représentation de ce qui se produit au moment de la rupture. Les courbes correspondant aux éprouvettes ABR-H-1, -3, -4 et ABM-H-4 représentent le glissement de l'interface qui cède en premier car la rupture de la seconde interface n'a pas pu être observée (§ 2.3.3).

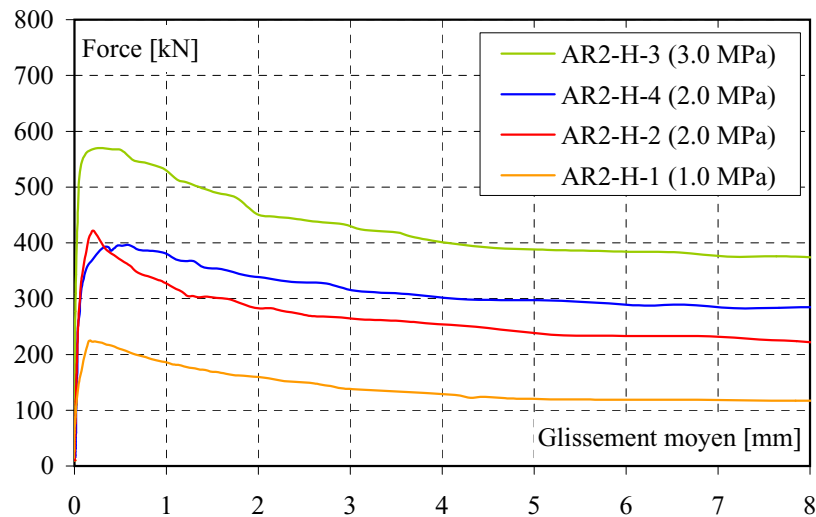
Tous les essais ne sont pas illustrés sur ces figures pour ne pas les alourdir inutilement. Les courbes force - glissement des essais non représentés sur ces figures sont très similaires à celles des éprouvettes du même type avec la même contrainte normale.



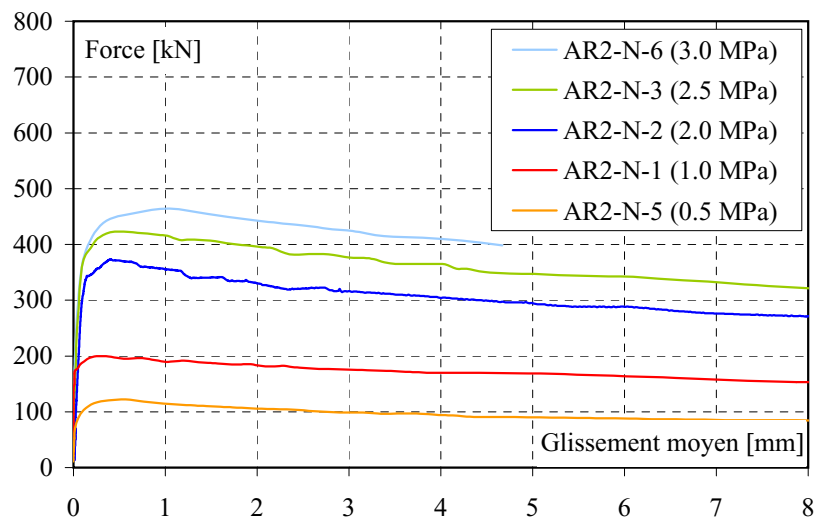
**Figure 2.7** - Force de cisaillement en fonction du glissement moyen pour les éprouvettes AR1-H (seules 6 courbes caractéristiques sont représentées, 4 courbes ne sont pas représentées)



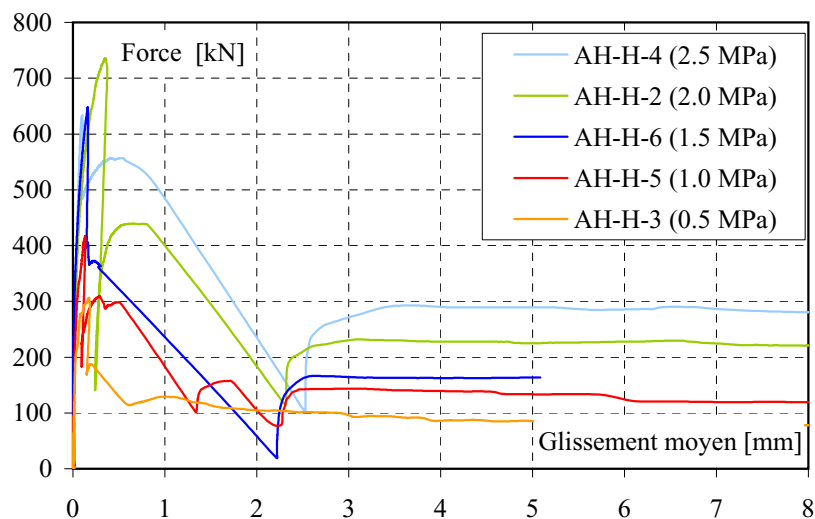
**Figure 2.8** - Force de cisaillement en fonction du glissement moyen pour les éprouvettes AR1-N



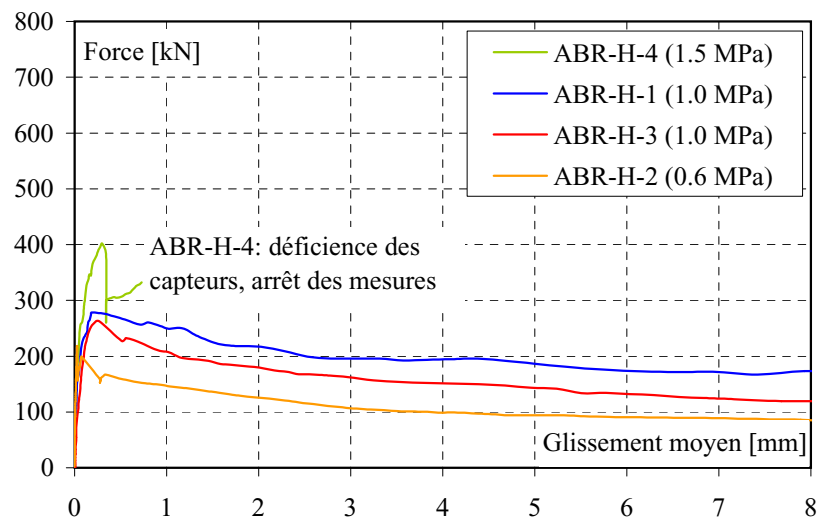
**Figure 2.9** - Force de cisaillement en fonction du glissement moyen pour les éprouvettes AR2-H



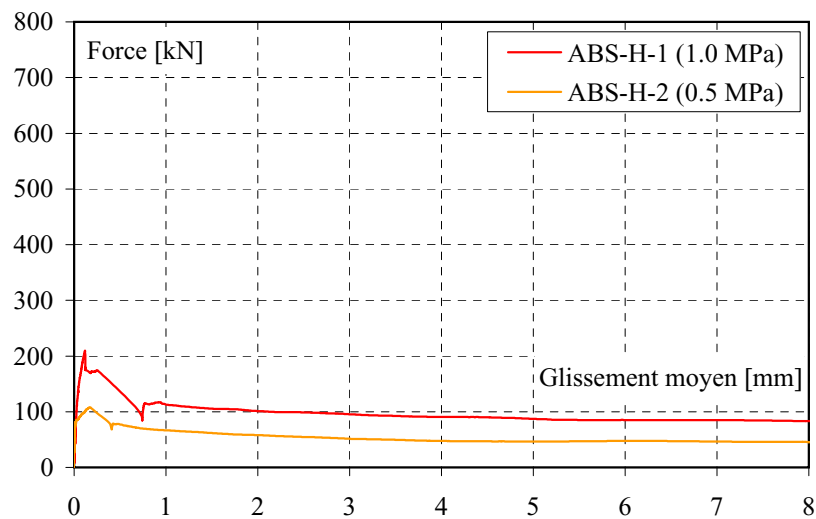
**Figure 2.10** - Force de cisaillement en fonction du glissement moyen pour les éprouvettes AR2-N



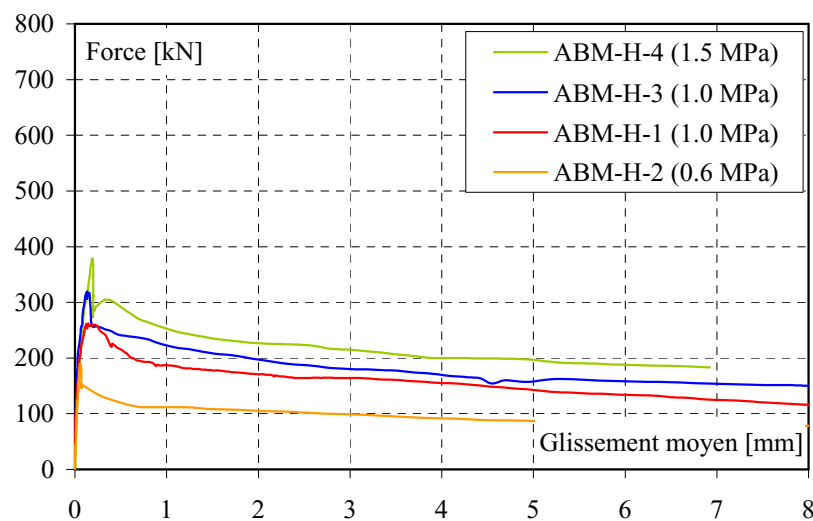
**Figure 2.11** - Force de cisaillement en fonction du glissement moyen pour les éprouvettes AH-H



**Figure 2.12** - Force de cisaillement en fonction du glissement moyen pour les éprouvettes ABR-H



**Figure 2.13** - Force de cisaillement en fonction du glissement moyen pour les éprouvettes ABS-H

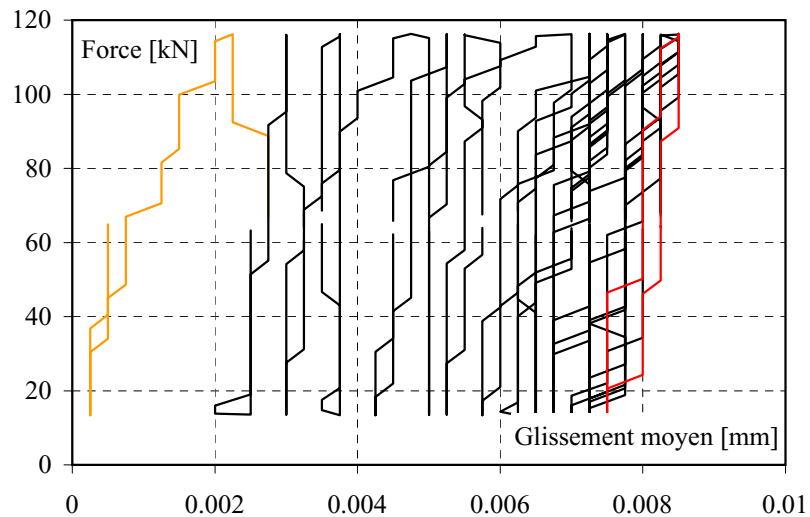


**Figure 2.14** - Force de cisaillement en fonction du glissement moyen pour les éprouvettes ABM-H



Après la rupture des éprouvettes AR1-N-1 et -5, des problèmes importants pour maintenir la force transversale constante ont provoqué de fortes variations de la force de cisaillement  $V$ . Les courbes force-glissement moyen pour ces éprouvettes ne sont donc significatives que jusqu'à la rupture. L'éprouvette AR1-N-5 s'est par ailleurs comportée de manière atypique: la rupture du premier côté n'a pas entraîné une diminution de la charge, mais uniquement une perte de rigidité.

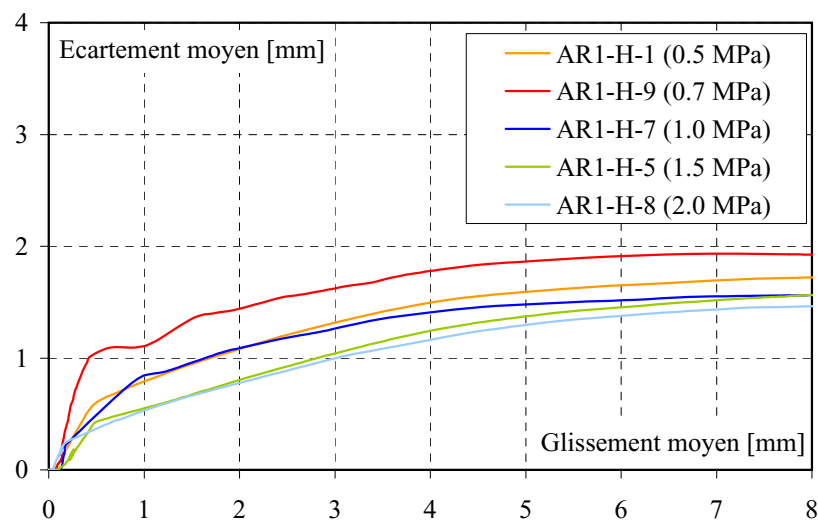
La figure 2.15 illustre la relation entre le glissement moyen et la force de cisaillement lors des cycles de charge-décharge de l'éprouvette AH-H-5. La courbe orange représente le premier cycle, la rouge le vingtième. Les courbes en «escaliers» sont dues au fait que les glissements mesurés sont du même ordre de grandeur que la résolution des capteurs ( $0.25 \mu\text{m}$ ).



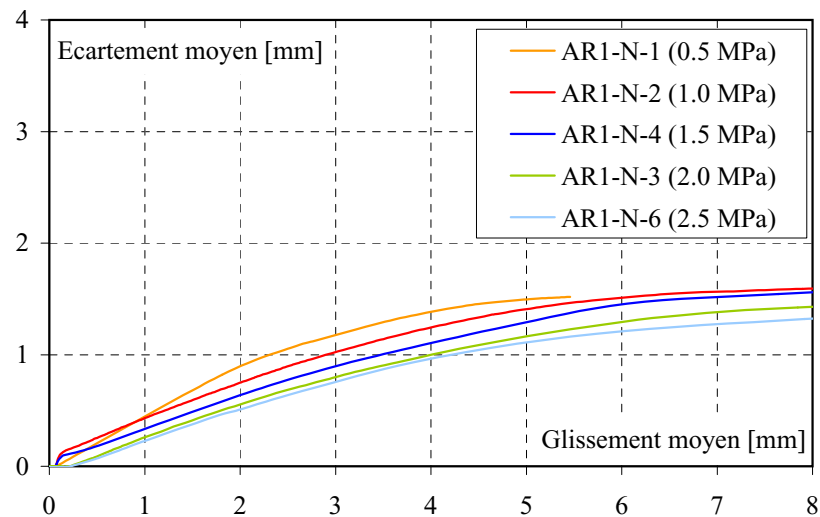
**Figure 2.15** - Force de cisaillement en fonction du glissement moyen: cycles charge-décharge (AH-H-5)

### 2.2.3 Ecartement

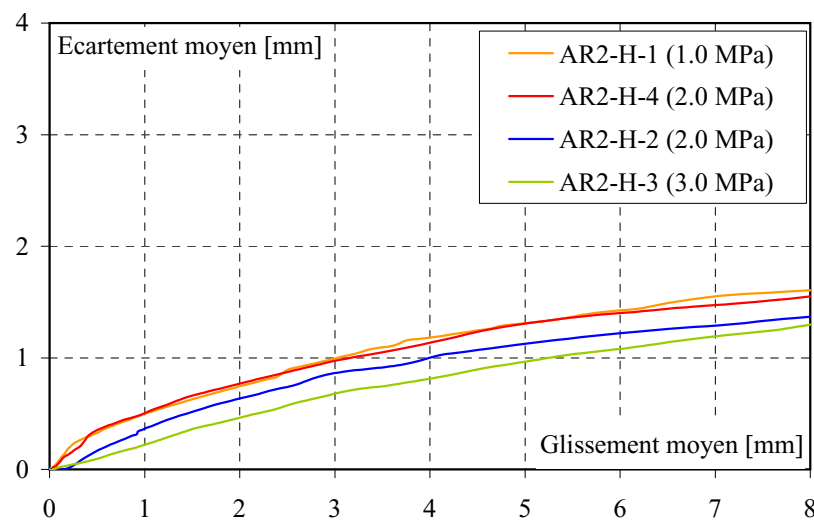
Les figures 2.16 à 2.23 illustrent la relation entre l'écartement moyen (moyenne des capteurs ec-0 à ec-3) et le glissement moyen aux interfaces (moyenne des capteurs gl-0 à gl-3) pour les éprouvettes de type AR1-H, AR1-N, AH-H, ABR-H, ABS-H et ABM-H respectivement.



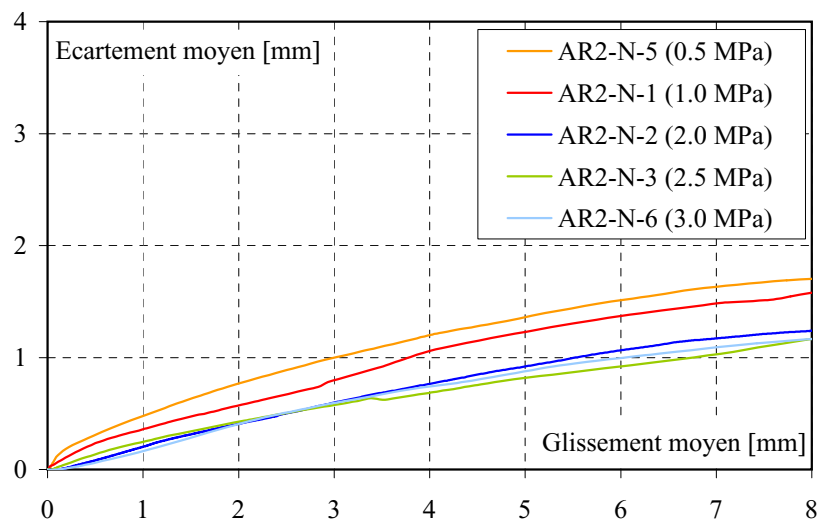
**Figure 2.16** - Ecartement moyen en fonction du glissement moyen pour les éprouvettes AR1-H



**Figure 2.17** - Ecartement moyen en fonction du glissement moyen pour les éprouvettes AR1-N



**Figure 2.18** - Ecartement moyen en fonction du glissement moyen pour les éprouvettes AR2-H



**Figure 2.19** - Ecartement moyen en fonction du glissement moyen pour les éprouvettes AR2-N

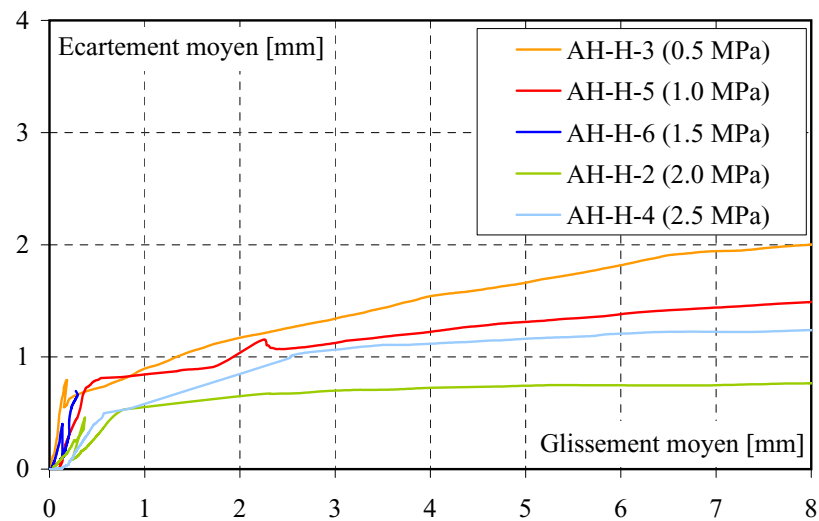


Figure 2.20 - Ecartement moyen en fonction du glissement moyen pour les éprouvettes AH-H

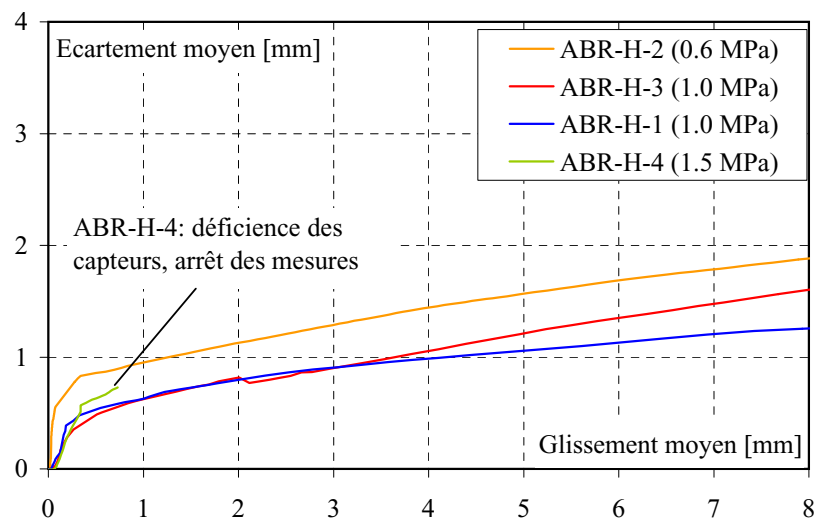


Figure 2.21 - Ecartement moyen en fonction du glissement moyen pour les éprouvettes ABR-H

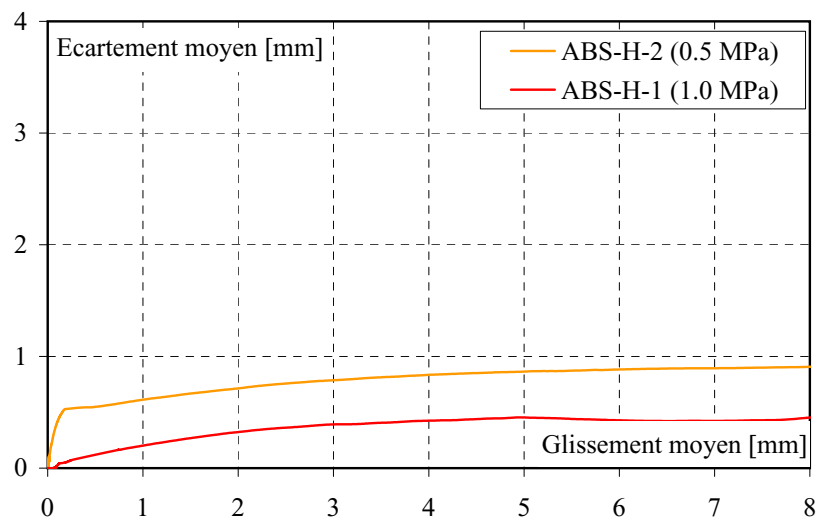


Figure 2.22 - Ecartement moyen en fonction du glissement moyen pour les éprouvettes ABS-H

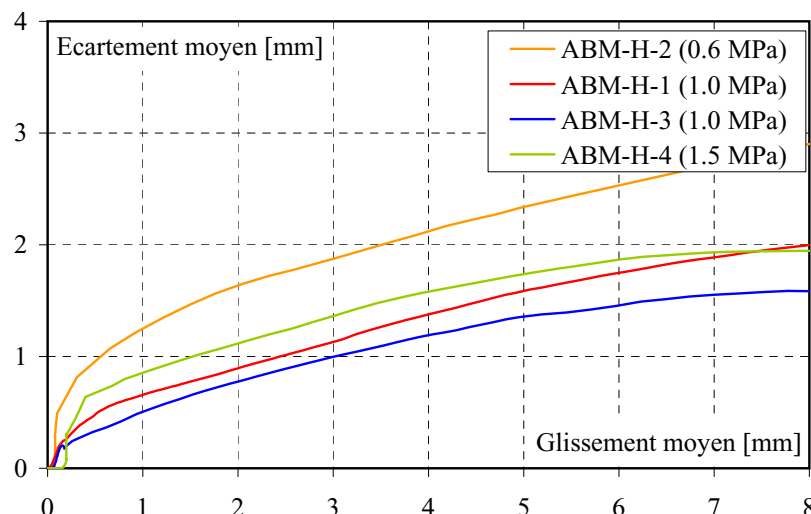


Figure 2.23 - Ecartement moyen en fonction du glissement moyen pour les éprouvettes ABM-H

## 2.2.4 Fluage

La figure 2.24 illustre l'évolution du glissement moyen en fonction du temps lors de l'essai de fluage sur l'éprouvette AH-H-6.

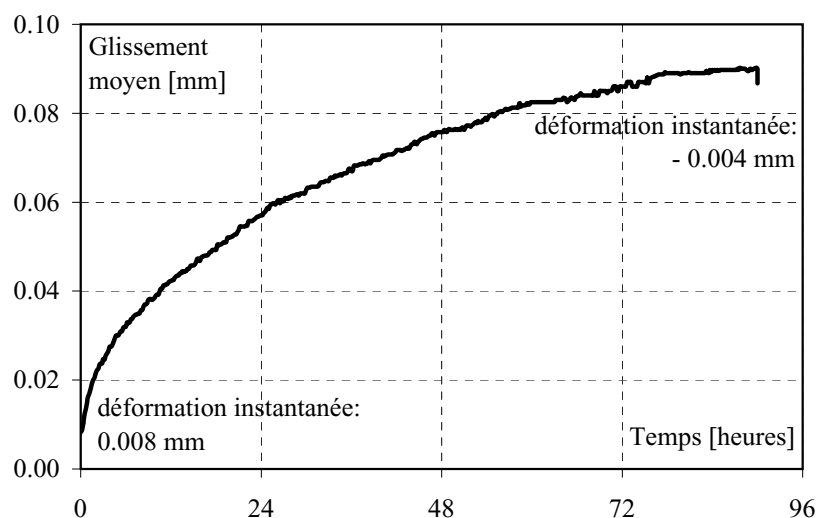


Figure 2.24 - Fluage de l'éprouvette AH-H-6

## 2.3 OBSERVATIONS

### 2.3.1 Fissuration

De manière générale, une faible fissuration est observée sur les éprouvettes de type AR1-H, AR1-N, AR2-H, AR2-N et AH-H. Les quelques fissures de retrait observables avant le début de l'essai s'ouvrent légèrement durant l'essai, mais ne sont pas à l'origine de la rupture. Une fissuration très faible (en nombre, ouverture et longueur des fissures) est observable très proche des interfaces.

Les éprouvettes AR1-H-1, -2, -4, -5 et -6 font exception à ces observations. Le décoffrage tardif (§ 2.1.2) a provoqué des fissures de retrait très importantes, qui s'ouvrent et se propagent lorsque la charge de cisaillement augmente. Comme illustré sur la figure 2.25, une fissuration importante, avec des bielles obliques qui «s'appuient» sur les stries de la tôle, formant un angle d'environ 30° avec la verticale, peut

être observée à l'approche de la rupture sur ces cinq éprouvettes. L'éprouvette AH-H-5 présente également quelques fissures obliques proche des interfaces à l'approche de la rupture.

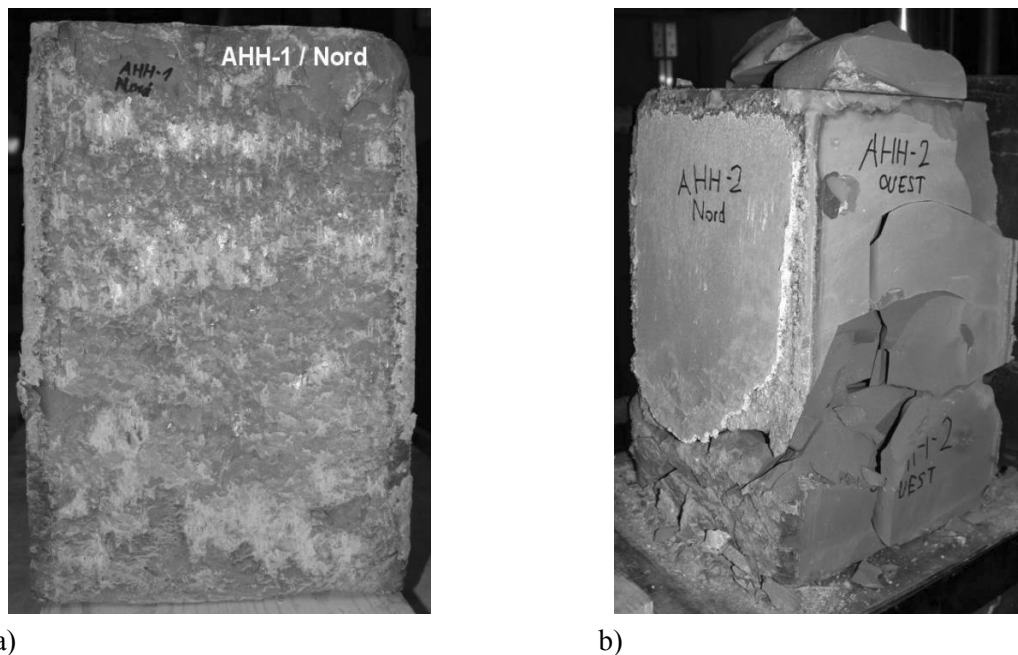


**Figure 2.25** - Fissures obliques à l'approche de la rupture (AR1-H-6)

Il est observé sur les éprouvettes AH-H-2 et AH-H-4 que les fissures de retrait s'ouvrent à l'approche de la rupture. A la fin de l'essai, le coulis est profondément fissuré, en particulier dans le bas de l'éprouvette, de sorte que des blocs de coulis gros comme le poing se séparent complètement de l'éprouvette. Ces fissures sont essentiellement verticales, dans un plan parallèle aux interfaces. La figure 2.26 illustre pour comparaison l'état du bloc de coulis des éprouvettes AH-H-1 et AH-H-2 à la fin de l'essai.

Les éprouvettes de type ABR-H et ABM-H présentent une forte fissuration déjà avant la rupture. Ces fissures sont semblables à celles illustrées à la figure 2.25. Une séparation du bloc de coulis en deux parties le long d'un plan vertical parallèle aux interfaces est également observée, comme illustré à la figure 2.26 b).

Il n'y a aucune fissure observable sur les éprouvettes de type ABS-H.

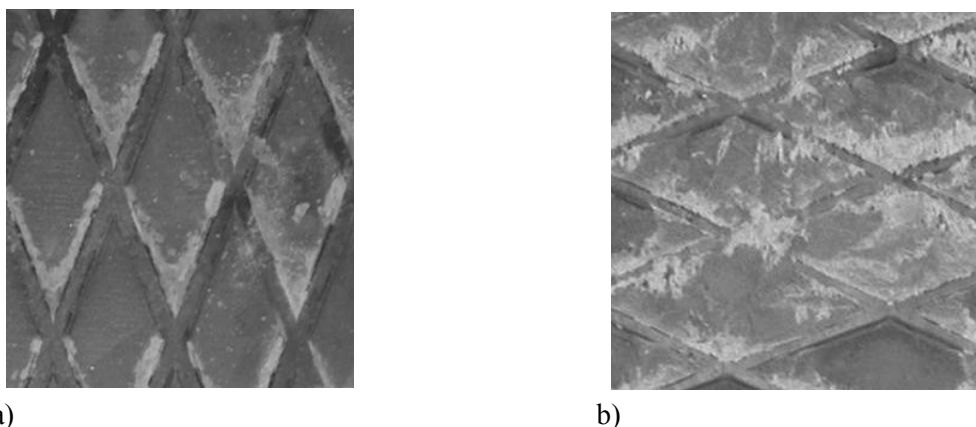


**Figure 2.26 - Blocs de coulis après la rupture, a) AH-H-1, b) AH-H-2**

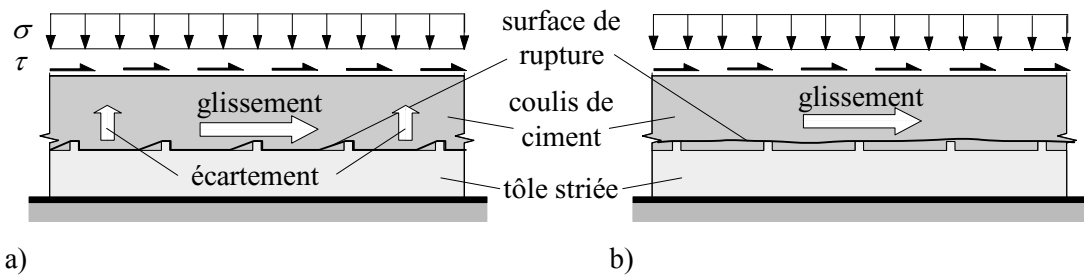
### 2.3.2 Type et surfaces de rupture

#### **Eprouvettes AR1-H, AR1-N, AR2-H et AR2-N**

La rupture se produit généralement par écrasement local du coulis de ciment contre les stries (figure 2.27 a)) accompagné d'un écartement entre la tôle d'acier et le bloc de coulis, permettant à ce dernier de «glisser» le long de la tôle striée, comme illustré à la figure 2.28 a). Sur certaines éprouvettes, comme illustré à la figure 2.27 b), quelques «losanges» formés par les stries sont entièrement remplis de coulis de ciment après la rupture. Cela signifie que le plan de rupture passe dans le coulis de ciment et non pas exactement à l'interface acier-coulis de ciment. La rupture se produit donc à ces endroits par cisaillement du coulis, comme illustré à la figure 2.28 b).



**Figure 2.27 - Tôles striées après la rupture, a) AR2-H-2: écrasement du coulis contre les stries, b) AR1-H-3: cisaillement du coulis**



**Figure 2.28 - Mécanisme de rupture, a) écrasement du coulis contre les stries, b) cisaillement du coulis**

Aucune différence significative n'est observée en ce qui concerne la quantité de coulis de ciment qui reste liée aux tôles d'acier après la rupture:

- ni entre les éprouvettes de type AR1 et AR2,
- ni entre les éprouvettes avec coulis de ciment H et N.

En revanche, les éprouvettes soumises à une contrainte normale élevée ont des résidus de coulis de ciment plus importants que celles soumises à une contrainte normale faible. C'est également sur ces éprouvettes que le faciès de rupture ressemble le plus souvent à celui illustré à la figure 2.28 b).

### Eprouvettes AH-H

Le tableau 2.4 résume la position des surfaces de rupture. Le côté qui a cédé en premier est marqué en gras.

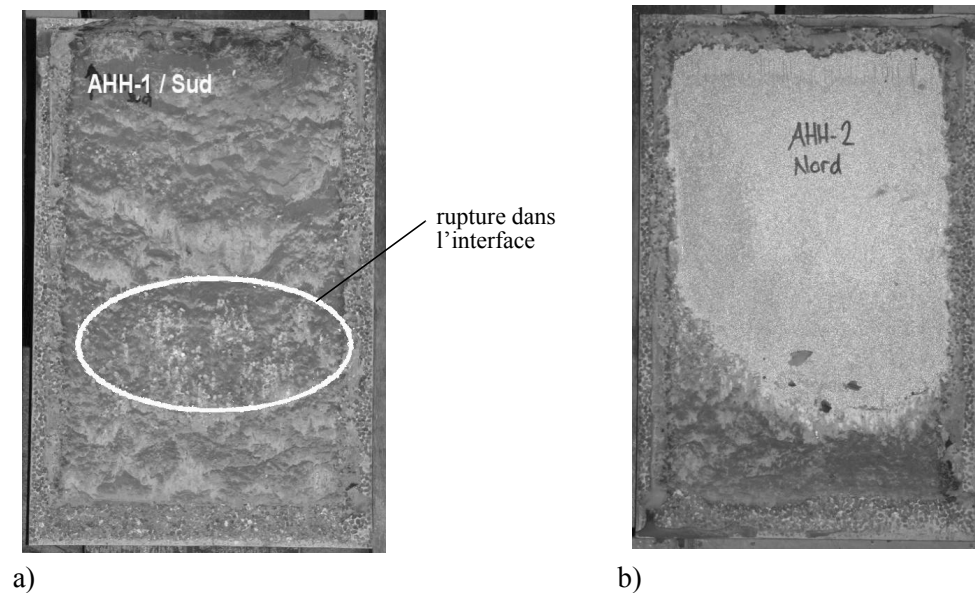
**Tableau 2.4 - Position des surfaces de rupture des éprouvettes de type AH-H**

Eprouvette	Tôle d'acier Sud (gl-0 et gl-2)	Tôle d'acier Nord (gl-1 et gl-3)
AH-H-1	<b>Dans le coulis, proche de l'interface. Localement rupture dans l'interface coulis-couche d'adhérence</b>	Idem Sud
AH-H-2	Interface coulis-couche d'adhérence	<b>70 % sup. dans l'interface acier-couche d'adhérence, 30 % inf. dans le coulis</b>
AH-H-3	Dans le coulis, proche de l'interface coulis-couche d'adhérence	<b>Idem Sud</b>
AH-H-4	60 % sup. dans l'interface acier-couche d'adhérence, 40 % inf. dans le coulis, proche de l'interface	<b>Idem Sud</b>
AH-H-5	Dans le coulis. Localement à l'interface coulis-couche d'adhérence	<b>Dans le coulis</b>
AH-H-6	<b>40 % sup. dans l'interface coulis-couche d'adhérence, 60 % inf. dans le coulis</b>	80 % sup. dans l'interface acier-couche d'adhérence, 20 % inf. dans le coulis

La figure 2.29 illustre deux surfaces de rupture (tôle d'acier) caractéristiques des éprouvettes AH-H:

- figure 2.29 a): la surface de rupture de l'éprouvette AH-H-1 passe principalement dans le coulis et localement dans l'interface coulis-couche d'adhérence,
- figure 2.29 b): la surface de rupture de l'éprouvette AH-H-2 passe principalement dans l'interface acier-couche d'adhérence et, dans le bas de l'éprouvette, dans le coulis.

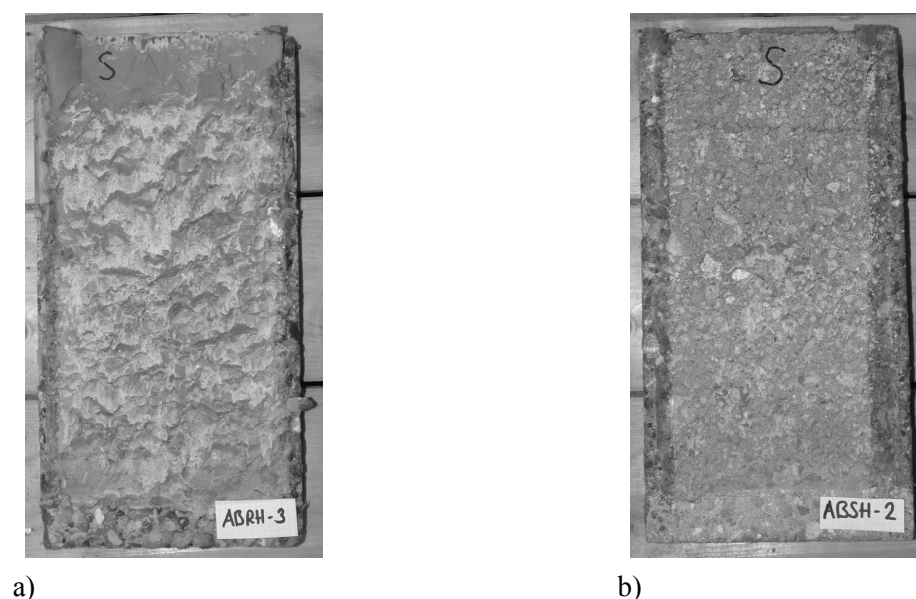
Lorsque la surface de rupture se situe dans le coulis, la rugosité est due à la forme en «escaliers» du coulis qui atteint sa résistance ultime en cisaillement (bielles de compression et de traction orientées à  $45^\circ$  par rapport au plan de l'interface). C'est cette rugosité qui est déterminante pour expliquer la relation entre glissement et écartement de l'interface. Lorsque la rupture se produit dans l'interface, c'est la rugosité propre de la couche d'adhérence qui est déterminante.



**Figure 2.29 - Tôles d'acier après la rupture,**  
a) rupture dans le coulis, b) rupture dans l'interface acier-couche d'adhérence

### **Eprouvettes ABR-H et ABS-H**

La rupture dans les éprouvettes de type ABR-H se produit dans le coulis de ciment, à quelques millimètres de l'interface, comme illustré à la figure 2.30 a). Comme pour les éprouvettes de type AH-H, c'est le coulis fissuré en «escaliers» qui est permet d'expliquer la relation entre glissement et écartement. La rupture des éprouvettes de type ABS-H se produit dans l'interface, comme illustré à la figure 2.30 b). Il n'y a pas de résidu de coulis de ciment sur le bloc de béton.

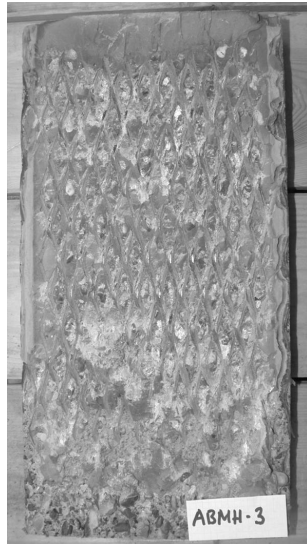


**Figure 2.30 - Blocs de béton après la rupture, a) ABR-H, b) ABS-H**



### Eprouvettes ABM-H

Comme illustré à la figure 2.31, la rupture des éprouvettes de type ABM-H se produit parfois dans l'interface entre le coulis de ciment et le métal déployé (figure 2.31 a)), parfois en partie à l'intérieur même du coulis de ciment, à quelques millimètres de l'interface (figure 2.31 b)).



a)



b)

**Figure 2.31** - Blocs de béton après la rupture,  
a) dans l'interface, b) en partie dans le coulis

### 2.3.3 Scénario de rupture

La rupture se produit en deux étapes, correspondant à la rupture des deux côtés de l'éprouvette. Après chaque rupture, la charge peut chuter brutalement.

Pour les éprouvettes de type AR1-H (figure 2.7), la chute correspond à environ 25 % de la charge de rupture (le niveau de charge immédiatement après rupture du premier côté correspond donc à 75 % de la charge de rupture). La charge augmente ensuite légèrement jusqu'à la rupture du second côté, qui peut engendrer une diminution de la charge d'environ 30 % à 50 %. Après rupture des deux côtés de l'éprouvette, la charge continue de diminuer, bien que lentement, avec l'augmentation du glissement relatif acier-coulis de ciment. La charge résiduelle pour un glissement de 8 mm vaut 30 % à 35 % de la charge maximale.

Pour les éprouvettes de type AR1-N (figure 2.8), le scénario est semblable mais la charge chute nettement moins brusquement après la rupture de l'un ou de l'autre côté de l'éprouvette (environ 10 % de diminution de la charge). Pour certaines éprouvettes, la charge lors de la ruine du second côté est même plus élevée que celle lors de la ruine du premier côté. La résistance résiduelle, pour un glissement de 8 mm, vaut 45 % à 60 % de la charge maximale.

Pour les éprouvettes de type AR2-H (figure 2.9) et AR2-N (figure 2.10), la charge ne chute pas après la rupture. Les deux interfaces atteignent la rupture pratiquement simultanément. Il n'y a pas d'instabilité (pas de rupture fragile), la diminution de la charge après la rupture du second côté est très régulière. La résistance résiduelle, pour un glissement de 8 mm, vaut 50 % à 70 % de la charge maximale pour les éprouvettes de type AR2-H et 70 % à 75 % de la charge maximale pour les éprouvettes de type AR2-N.

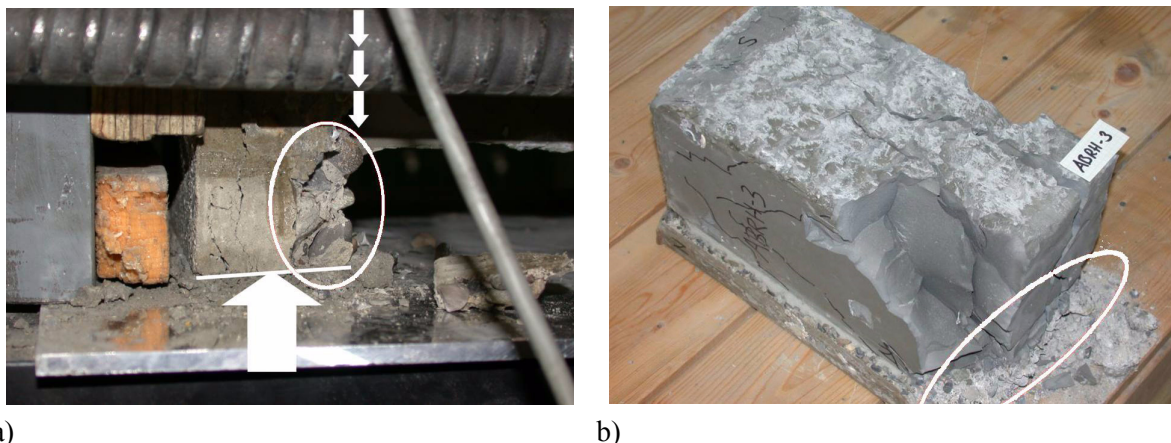
Pour les éprouvettes de type AH-H (figure 2.11), la rupture est fragile et instable, surtout lorsque elle se produit dans l'interface acier-couche d'adhérence. La charge juste après la rupture de la première interface peut valoir seulement 20 % de la charge à la rupture. La résistance résiduelle pour un glissement de 8 mm vaut environ 40 % de la charge maximale lorsque la rupture se produit dans

l'interface entre la couche d'adhérence et le coulis de ciment, mais ne vaut que 20 % si la rupture se produit dans l'interface entre l'acier et la couche d'adhérence.

Pour les éprouvettes de type ABR-H (figure 2.12) et ABM-H (figure 2.13), la rupture se produit de façon plutôt ductile, avec une diminution lente de la charge. Il n'y a aucune instabilité. La résistance résiduelle pour un glissement de 8 mm vaut entre 45 % et 65 % de la charge de rupture.

Pour les éprouvettes de type ABS-H (figure 2.14), la rupture se produit d'un côté puis de l'autre avec à chaque fois une diminution brutale de la charge. Toutefois, lors de l'essai sur l'éprouvette ABS-H-2, la rupture du premier côté s'est produite de façon très douce, comme si cette interface n'avait jamais résisté que par frottement. Il est probable que les opérations de décoffrage soient à l'origine de cet endommagement (§ 2.1.2). Dès lors, la résistance mesurée est probablement inférieure à ce qu'elle aurait pu être.

La rupture des éprouvettes de type ABR-H (figure 2.15) se produit généralement de manière stable, sans chute brutale de la charge. Sur les éprouvettes ABR-H-1, -3 et -4, ainsi que sur les éprouvettes ABM-H-4, une interface a atteint la rupture puis, avant que la seconde ne cède, la base du bloc en béton encore lié au coulis s'est écrasée sous l'effet de l'introduction de la force (figure 2.32 a)). Ce phénomène a probablement retardé la rupture de la seconde interface, quand il ne l'a pas complètement empêchée (ce qui a été le cas des éprouvettes ABR-H-3 et -4). La figure 2.32 b) montre l'éprouvette ABR-H-3 après l'essai : le pied est entièrement écrasé et le bloc de béton reste lié au coulis de ciment.



**Figure 2.32 - Ecrasement du pied d'un bloc béton (ABR-H-3), a) durant l'essai, b) après rupture**

## 2.4 ANALYSE DES RÉSULTATS

Une des difficultés liée à l'analyse des résultats tient au fait que la force de cisaillement mesurée est la somme des charges appliquées sur les deux interfaces. Dès lors, les courbes charge-déformation, par exemple, doivent être considérées comme la somme de deux courbes correspondant aux deux interfaces pour lesquelles le glissement relatif est connu mais pas la répartition de la force de cisaillement entre les deux interfaces.

Pour analyser les résultats des essais, les forces de cisaillement  $V$  sont divisées par la surface totale des interfaces, pour obtenir une contrainte moyenne de cisaillement sur les interfaces. Les contraintes ne peuvent pas être calculées plus précisément (répartition entre les deux interfaces et répartition sur la surface d'une interface) compte tenu des mesures disponibles.

La forte fissuration des éprouvettes AR1-H-1, -2, -4, -5 et -6, probablement due au décoffrage tardif, a provoqué une grande variation des résultats d'essais. En particulier, l'éprouvette AR1-H-6 a montré une résistance très faible et un comportement charge-déformation particulier : la perte de rigidité à environ 80 kN semble indiquer la rupture d'une interface. Ce niveau de charge très bas est explicable par la fissuration excessive de l'éprouvette. Ce résultat n'est pas considéré pour la suite de l'analyse.

L'éprouvette AR1-N-5 présente également un comportement charge-déformation particulier. L'éprouvette a atteint la rupture du côté Nord pour une charge de 100 kN, ce qui est extrêmement bas. Un défaut de l'éprouvette (fissure de retrait passant juste à l'interface? verticalité de la tôle? choc préalable à l'essai ayant endommagé l'éprouvette?) est probablement en cause, bien qu'aucune observation confirmant ces hypothèses n'ait pu être faite. Ce résultat n'est pas considéré pour la suite de l'analyse.

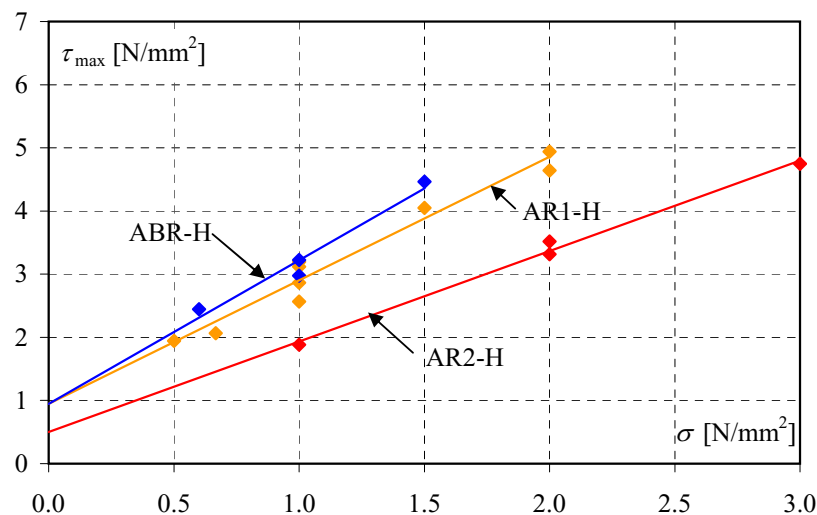
Les éprouvettes AH-H-2 et AH-H-4 ayant une surface de rupture passant dans l'interface acier-couche d'adhérence, ces résultats ne sont considérés que lorsque l'interprétation qui en est faite est indépendante du type de rupture.

La valeur de la résistance de l'éprouvette ABS-H-2 n'est pas fiable, pour les raisons expliquées au paragraphe 2.3.3. Cette éprouvette est donc retirée de l'analyse.

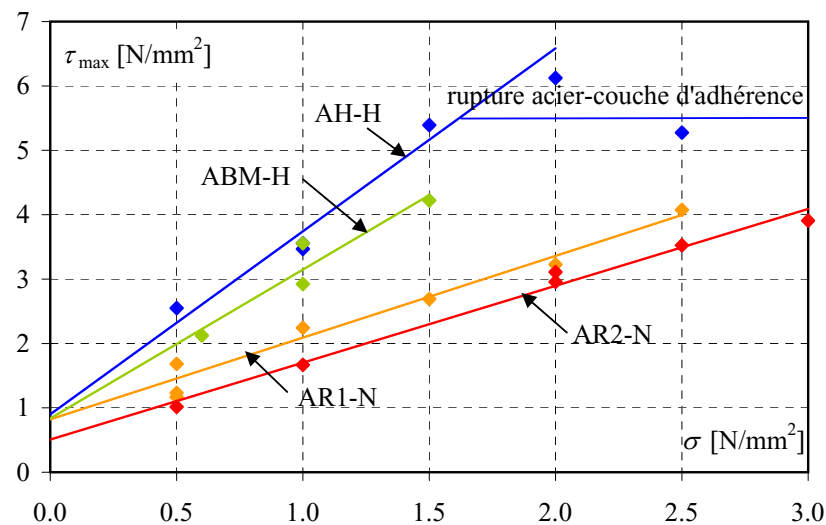
### 2.4.1 Influence de la contrainte normale

Pour quantifier l'influence des différents paramètres sur la résistance ultime, la contrainte de cisaillement à la rupture est représentée en fonction de la contrainte normale de compression appliquée. Cette relation est illustrée sur les figures 2.33 et 2.34. Une régression linéaire a été effectuée (méthode des moindres carrés), en excluant de la régression les résultats des éprouvettes AR1-H-6, AR1-N-5, AH-H-2 et AH-H-4 pour les raisons évoquées ci-dessus. Une telle régression n'a pas été effectuée pour les éprouvettes de type ABS-H en raison du nombre insuffisant de résultats expérimentaux. Une équation linéaire décrit bien la relation entre ces deux grandeurs pour toutes les autres interfaces.

La droite de régression pour les éprouvette de type AH-H ne prends donc en compte que les points représentant une rupture dans l'interface coulis-couche d'adhérence. Lorsque la contrainte normale est supérieure à environ 1.5 N/mm<sup>2</sup>, la loi linéaire n'est plus valable. La surface de rupture passe de l'interface coulis-couche d'adhérence à l'interface acier-couche d'adhérence. La rupture dans l'interface acier-couche d'adhérence se produit alors indépendamment de la contrainte normale pour une contrainte de cisaillement d'environ 5.0 à 6.0 N/mm<sup>2</sup>.



**Figure 2.33** - Relation entre contrainte normale  $\sigma$  et contrainte maximale de cisaillement  $\tau_{\max}$  pour les éprouvettes AR1-H, AR2-H et ABR-H



**Figure 2.34** - Relation entre contrainte normale  $\sigma$  et contrainte maximale de cisaillement  $\tau_{\max}$  pour les éprouvettes AR1-N, AR2-N, ABM-H et AH-H

La contrainte normale a également un effet sur la relation entre le glissement et l'écartement, comme illustré sur les figures 2.16 à 2.23. Plus la contrainte normale est élevée, plus l'écartement est faible.

Finalement, relevons que le processus expérimental employé provoque également des contraintes normales, mais «verticales» celles-ci, dans le coulis de ciment. Ces contraintes sont dues au mode d'introduction de la force dans le coulis de ciment, par compression. L'intensité de ces contraintes diminue sur la hauteur de l'interface: elles sont maximales en haut de l'éprouvette et nulles en bas du bloc de coulis. Ces contraintes ont très probablement une influence sur la résistance de l'interface puisqu'elles modifient l'état de contrainte multiaxial. Une analyse basée sur un critère de rupture multiaxial devrait permettre de mieux cerner l'influence du dispositif expérimental sur les résultats. Une amélioration du dispositif expérimental consisterait par exemple à introduire la force non pas par compression mais directement par cisaillement.

## 2.4.2 Influence de la qualité du coulis de ciment

La qualité du coulis de ciment influence favorablement la résistance au cisaillement, comme cela peut être observé sur les figures 2.33 et 2.34 en comparant les résultats des éprouvettes AR1-N et AR1-H d'une part et les résultats des éprouvettes AR2-N et AR2-H d'autre part. Le type de relation entre résistance au cisaillement et résistance du coulis de ciment ne peut toutefois pas être déterminé avec uniquement deux qualités de coulis de ciment. Les éprouvettes avec coulis de ciment N présentent par ailleurs un comportement moins fragile que celles avec le coulis de ciment H, comme cela peut être observé sur les figures 2.7 à 2.10.

## 2.4.3 Influence du type de surface

L'influence du type de surface sur la résistance au cisaillement peut être appréciée à l'aide des figures 2.33 et 2.34. L'interface avec la couche d'adhérence est la plus résistante pour une contrainte normale inférieure à environ 2 N/mm². Au-dessus de 2 N/mm², la résistance de la couche d'adhérence est limitée par son adhésion chimique à l'acier. Les autres interfaces peuvent en revanche développer une résistance plus élevée. L'interface avec la tôle striée est la moins résistante au cisaillement, bien qu'elle soit très proche de l'interface avec le béton rugueux (ABR-H). Il n'est pas possible de se prononcer sur la résistance de l'interface avec le béton sablé (ABS-H) car le nombre de résultats pour cette interface est trop faible.

La résistance des interfaces de type R2 est plus faible que celle des interfaces de type R1. Cela peut s'expliquer par le fait que la surface des stries orientée perpendiculairement au sens du cisaillement est

plus faible sur les éprouvettes de type R2 que sur celles de type R1 ou, autrement dit, que la distance moyenne entre les stries est plus grande.

En ce qui concerne la ductilité des interface, il apparaît que plus la résistance est élevée, plus la rupture est fragile. Cela se manifeste par une résistance résiduelle pour un glissement de 8 mm pratiquement indépendante du type d'interface. La ductilité de l'interface tôle striée-coulis de ciment est plus grande lorsque les stries sont parallèles à la direction de l'effort (R2) que lorsqu'elles sont perpendiculaires à cet effort (R1).

#### 2.4.4 Fluage

La figure 2.24 montre que le fluage de l'éprouvette AH-H-6 durant 90 heures à un niveau de charge correspondant à environ 33 % de la charge ultime est important. Le rapport suivant permet de quantifier le fluage:

$$\varphi = \frac{s_{90} - s_0}{s_0} = \frac{0.09 - 0.008}{0.008} = 10.3 \quad (2.1)$$

$\varphi$  : coefficient de fluage  
 $s_t$  : glissement moyen  $s$  au temps  $t$  [h]

Ce coefficient de fluage est très élevé. Pour comparaison, il est généralement admis un coefficient de fluage  $\varphi = 2$  à 3 pour le béton pour une durée de chargement comparable à la durée de vie de l'ouvrage (50 à 100 ans). Les mesures effectuées ne permettent toutefois pas de savoir s'il s'agit d'un fluage de la couche d'adhérence (résine époxy), d'un fluage du coulis de ciment proche de l'interface ou encore d'un glissement dans l'interface coulis-couche d'adhérence. Un essai de plus longue durée (quelques semaines à quelques mois) permettrait de mieux définir la nature de la courbe, et en particulier si elle montre un comportement asymptotique ou non.

#### 2.4.5 Cycles charge - décharge

L'analyse des cycles de charge-décharge (éprouvette AH-H-5) montre un comportement hystérétique qui tend à se stabiliser: le glissement augmente avec le nombre de cycle, mais semble se stabiliser peu à peu et l'énergie dissipée à chaque cycle diminue. Cette stabilisation est un signe positif qui montre que l'interface semble avoir un comportement qui tend vers une relation élastique lorsque le nombre de cycles augmente.

Des mesures sur un nombre plus élevé de cycles permettrait d'obtenir des informations sur:

- la stabilisation (ou non) du glissement à une valeur donnée,
- l'endommagement par fatigue de l'interface.

### 2.5 CONCLUSIONS

Les essais d'adhérence effectués sur huit types d'interfaces ont permis d'observer et de mesurer de nombreuses caractéristiques du comportement des interfaces simultanément cisailées et comprimées, dont les principales sont les suivantes:

- Les relations entre force ou contrainte de cisaillement, glissement et écartement dans l'interface ont pu être déterminées. Ces relations sont similaires pour les différentes interfaces et pourraient être décrites par une relation mathématique unique paramétrable pour chaque interface sur la base des résultats d'essais.
- La dépendance entre la contrainte maximale de cisaillement et la contrainte normale de compression a pu être observée et quantifiée pour les différents types d'interfaces. La relation est linéaire dans tous les cas étudiés.
- La dépendance entre la contrainte maximale de cisaillement et la qualité du coulis de ciment (mesurée par sa résistance à la compression) a pu être observée pour les tôles striées R1 et R2. Une

relation entre ces deux grandeurs pourrait être proposée, bien que des essais plus nombreux seraient utiles pour valider une telle relation.

- La couche d'adhérence présente la plus haute résistance pour une contrainte normale inférieure à environ  $2 \text{ N/mm}^2$ . Pour une contrainte normale supérieure ou égale à  $2 \text{ N/mm}^2$ , la résistance de la couche d'adhérence est limitée par son adhésion chimique à la tôle d'acier qui se produit pour une contrainte de cisaillement d'environ  $5$  à  $6 \text{ N/mm}^2$ . Les autres interfaces sont probablement plus résistantes pour une contrainte normale supérieure à environ  $2$  à  $3 \text{ N/mm}^2$ . Cela n'a toutefois pas pu être démontré.
- La couche d'adhérence présente un fluage très marqué durant les 90 premières heures de chargement. Les déformations de fluage semblent toutefois se stabiliser déjà après 3 à 4 jours.
- Le processus expérimental est critiquable en ce qu'il induit des contraintes de compression dans le coulis de ciment qui varient sur la hauteur de l'éprouvette, faisant ainsi probablement varier la valeur de la résistance au cisaillement sur cette hauteur (la contrainte de rupture de cisaillement ne serait donc pas uniforme sur la hauteur de la plaque). De plus, des excentricités entre les axes des forces provoquant le cisaillement induisent des moments parasites sur les interfaces.

### 3 ESSAIS D'ARRACHEMENT

#### 3.1 DESCRIPTION DES ESSAIS

Les essais d'arrachement décrits dans ce chapitre ont fait l'objet d'un rapport détaillé pour le mandant, le canton d'Argovie [Thomann 2002].

##### 3.1.1 Principe de l'essai d'arrachement

La figure 3.1 illustre le principe de l'essai d'arrachement. Une tôle d'acier est prise dans le coulis de ciment, lui-même coulé dans une rainure dans un bloc en béton. Une force de traction  $F$  est appliquée à la tôle d'acier jusqu'à la rupture par arrachement de la tôle hors du coulis ou par arrachement du coulis hors du bloc en béton.

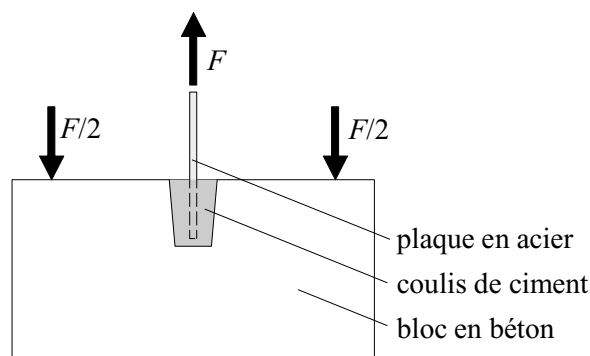


Figure 3.1 - Principe de l'essai d'arrachement

##### 3.1.2 Epreuves

###### Dénomination

Trois types d'éprouvettes ont été testés. Ils se distinguent par le type de surface de la tôle en acier. Chaque éprouvette est référencée par deux lettres: la première (T) indique qu'il s'agit d'un essai d'arrachement (traction) et la seconde indique le type de surface prise dans le coulis de ciment: H pour la couche d'adhérence, P pour le perfobond et R pour la tôle striée.

###### Géométrie

Les éprouvettes pour les essais d'arrachement sont illustrées à la figure 3.2.

###### Matériaux

Les matériaux utilisés sont les mêmes que ceux décrits au paragraphe 2.1.2 pour les essais de cisaillement direct. L'acier est recouvert d'une couche de peinture. Le coulis est un coulis à haute résistance (H). La rainure dans le béton est rendue rugueuse par l'emploi du retardateur de prise Pieri DRC 6/70.

###### Fabrication

Les éprouvettes ont été fabriquées par les mêmes entreprises que celles qui ont fabriqué les éprouvettes de cisaillement direct (§ 2.1.2). Le coulis de ciment a été coulé le 13 septembre 2002.

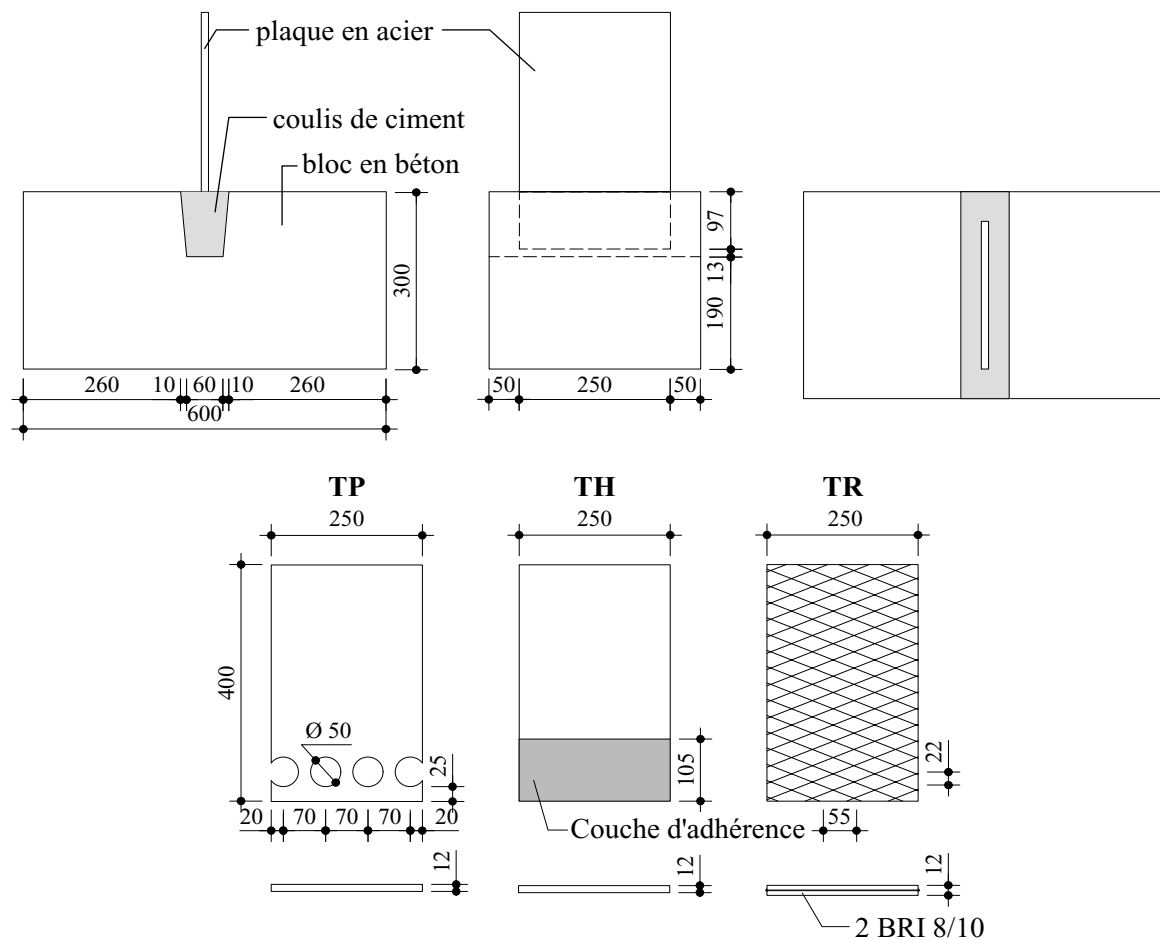


Figure 3.2 - Géométrie des éprouvettes

### 3.1.3 Programme des essais

Les essais d'arrachement ont eu lieu entre le 22 et le 24 octobre 2002, soit environ 40 jours après l'assemblage des éprouvettes. Les dates d'essai sont les suivantes:

- éprouvette TH: 22 octobre 2002,
- éprouvette TP: 22 octobre 2002,
- éprouvette TR: 24 octobre 2002.

### 3.1.4 Bâti de charge

Le bâti de charge est illustré à la figure 3.3. Les éprouvettes ont été mises en charge dans une presse hydraulique Schenck de 1000 kN de capacité maximale. Le bloc de béton est tenu au bâti à l'aide de quatre tiges filetées. Le mors supérieur serre directement la tôle d'acier pour appliquer la force de traction. Le cas échéant, des cales sont disposées sous le bloc en béton pour garantir la verticalité de la plaque d'acier, de manière à limiter les efforts de flexion dans la liaison acier-coulis de ciment-béton.



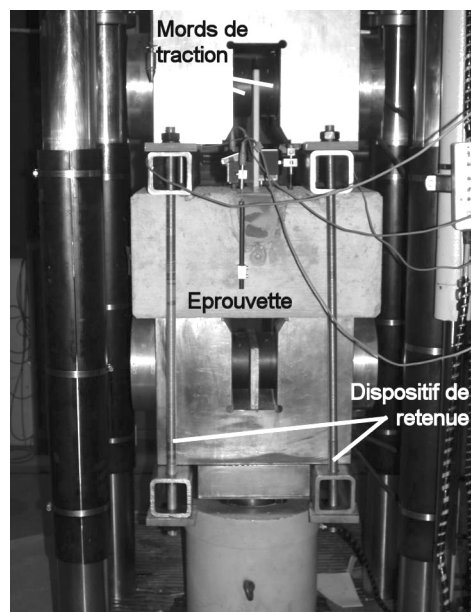


Figure 3.3 - Bâti de charge

### 3.1.5 Déroulement de l'essai

#### Mise en charge

La mise en charge est effectuée avec un asservissement en déplacement selon la procédure suivante:

- précharge jusqu'à 25 kN, vitesse de chargement: 0.1 mm/min,
- décharge jusqu'à 0 kN,
- charge jusqu'à la rupture, vitesse de chargement: 0.1 mm/min,
- après la rupture, augmentation de la vitesse de chargement à 0.5 mm/min,
- fin de l'essai lorsque le soulèvement atteint 10 mm.

#### Dispositif de mesure

Lors des essais d'arrachement, la force appliquée  $F$  et le glissement relatif vertical  $s$  entre la tôle en acier et le bloc en béton ont été mesurés en différents endroits. Les six points de mesure du glissement relatif vertical sont illustrés à la figure 3.4. Lors du premier essai (éprouvette TH), seuls les capteurs 1 à 4 étaient en place. Les capteurs 5 et 6 ont été ajoutés pour les essais sur les éprouvettes TP et TR.

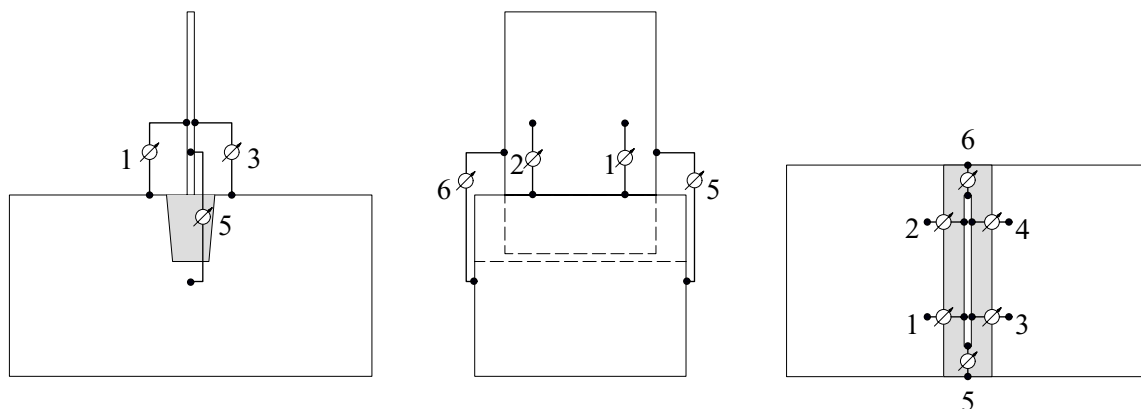
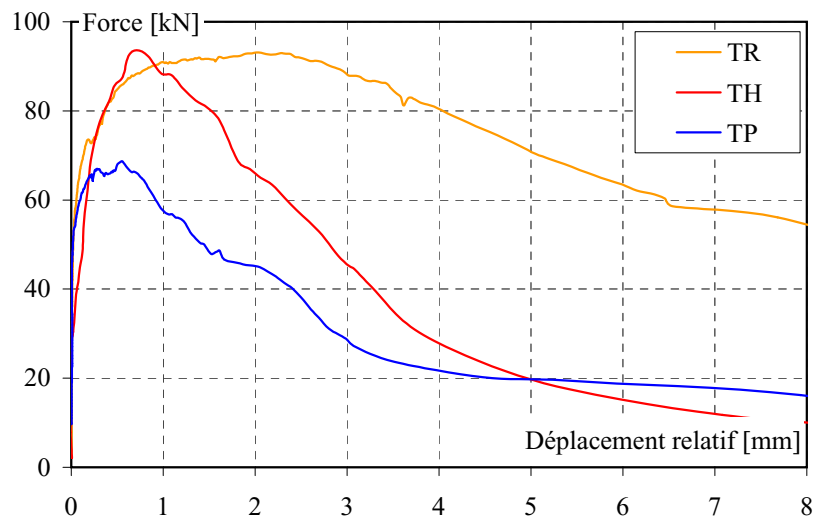


Figure 3.4 - Dispositif de mesure

### 3.2 RÉSULTATS

La figure 3.5 illustre la relation entre la force de traction appliquée et le soulèvement relatif moyen acier-béton pour les trois éprouvettes TH, TP et TR.



**Figure 3.5** - Force de traction en fonction du soulèvement moyen

La charge maximale est de:

- éprouvette TH :  $F_{\max} = 94.4 \text{ kN}$ ,
- éprouvette TP :  $F_{\max} = 68.8 \text{ kN}$ ,
- éprouvette TR :  $F_{\max} = 93.3 \text{ kN}$ .

La disposition des capteurs sur l'éprouvette TH n'a pas permis de mesurer le glissement directement car la surface de rupture n'a pas passé entre les deux points de mesure des capteurs (figure 3.6). Le glissement a été calculé par analyse inverse en soustrayant du déplacement absolu de la machine la déformation élastique du système, mesurée durant les essais TP et TR. La mesure du glissement pour cet essai est donc moins précise que pour les essais TP et TR pour lesquels la position des capteurs a été corrigée.

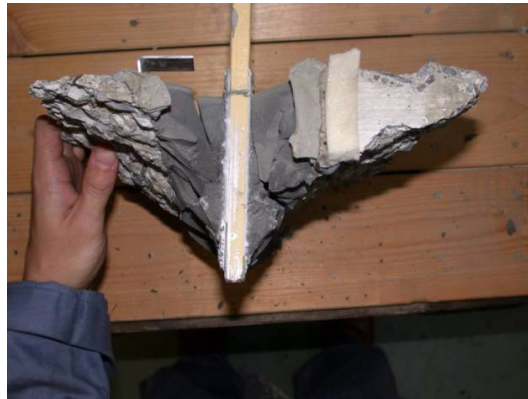


**Figure 3.6** - Position de la surface de rupture de l'éprouvette TH

### 3.3 OBSERVATIONS

#### 3.3.1 Eprouvette TH

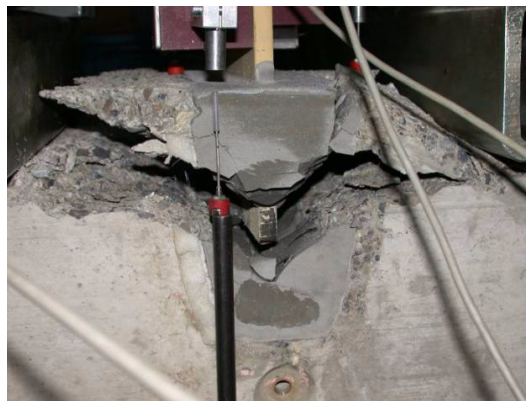
La figure 3.6 illustre la position de la surface de rupture dans l'éprouvette TH. Les premières fissures sont apparues dans le coulis de ciment avant de se propager latéralement à travers le béton. La position des armatures, éloignée de la surface du béton, n'a pas permis de limiter la propagation de la rupture au coulis de ciment. La figure 3.7 montre la partie arrachée à la fin de l'essai. La surface de rupture passe tant par le coulis de ciment que par le béton. La couche d'adhérence ne constitue donc pas le maillon faible de cette connexion lorsqu'elle est sollicitée en traction.



*Figure 3.7 - Partie arrachée de l'éprouvette TH*

#### 3.3.2 Eprouvette TP

La figure 3.8 illustre la position de la surface de rupture dans l'éprouvette TP. Les premières fissures sont apparues dans le coulis de ciment avant de se propager latéralement à travers le béton. La position des armatures, éloignée de la surface du béton, n'a pas permis de limiter la propagation de la rupture au coulis de ciment.



*Figure 3.8 - Position de la surface de rupture de l'éprouvette TP*

La figure 3.9 montre la partie arrachée à la fin de l'essai. La surface de rupture suit l'interface acier-coulis de ciment dans la partie inférieure de la plaque, en dessous du niveau inférieur des trous. Cette partie de la surface de rupture a une résistance très faible (surfaces lisses). Cela explique en partie le fait que la charge ultime pour l'éprouvette TP soit plus faible que celle des deux autres éprouvettes.



a)



b)

**Figure 3.9 - Partie arrachée de l'éprouvette TP, a) de profil, b) de face**

### 3.3.3 Eprouvette TR

La figure 3.10 illustre la position de la surface de rupture dans l'éprouvette TR. La surface de rupture est pratiquement limitée au coulis de ciment et ne se propage que très peu latéralement dans le bloc de béton.



**Figure 3.10 - Position de la surface de rupture de l'éprouvette TR**

La figure 3.11 montre la partie arrachée à la fin de l'essai. La surface de rupture passe presque entièrement dans l'interface acier-coulis de ciment.



a)



b)

**Figure 3.11 - Partie arrachée de l'éprouvette TR, a) de profil, b) de face**

### 3.4 ANALYSE DES RÉSULTATS

Relevons tout d'abord que les valeurs d'essais obtenues doivent être interprétées avec prudence puisque seulement une seule éprouvette par type de connexion a été testée. Si une valeur de calcul devait être déterminée expérimentalement, il serait nécessaire de procéder à des essais plus nombreux.

La force maximale mesurée durant les essais d'arrachements peut être divisée par la surface d'acier en contact avec le coulis de ciment. La contrainte de frottement nominale ainsi obtenue permet d'obtenir un ordre de grandeur du frottement mobilisé dans cette interface durant l'essai. Il est important de souligner que cette valeur ne correspond pas à une contrainte réelle de rupture puisque la surface d'acier en contact avec le coulis de ciment, utilisée pour le calcul de cette contrainte, n'est pas la surface réelle de rupture. La surface d'acier vaut (figure 3.2):

$$A_a = 2 \times (250 \times 97 \text{ mm}) = 48500 \text{ mm}^2. \quad (3.1)$$

La contrainte de cisaillement nominale peut ainsi être calculée avec  $\tau_{\text{nom}} = F_{\text{max}}/A_a$ . Les valeurs de  $\tau_{\text{nom}}$  se trouvent dans le tableau 3.1. La charge maximale d'arrachement peut également être rapportée à une charge par mètre linéaire de connexion. Les résistances à l'arrachement  $F_R$  par mètre linéaire de connexion ainsi calculées figurent également dans le tableau 3.1.

**Tableau 3.1 - Contraintes nominales de cisaillement et résistances à l'arrachement**

Eprouvette	$\tau_{\text{nom}}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$F_R$ [kN/m]
TH	2.0	376
TP	1.4	275
TR	1.9	373

Relevons que l'éprouvette TR présente une meilleure ductilité que les autres éprouvettes (figure 3.5).

L'observation de la surface de rupture laisse à penser que la forme trapézoïdale de la réserve pour l'injection permet un confinement latéral suffisant puisque la surface de rupture ne passe jamais par l'interface coulis de ciment-béton. Une forme plus fermée, en oméga par exemple, ne permettrait vraisemblablement pas d'atteindre des résistances plus élevées puisque la surface de rupture pourrait également se développer dans le béton avec une telle forme. En revanche, il serait judicieux de disposer les armatures aussi proche que possible de la surface du béton de manière à limiter la propagation latérale de la surface de rupture dans le béton.

### 3.5 CONCLUSIONS

Les essais d'arrachement ont permis de mesurer la résistance à la traction de trois types de connexions entre une tôle d'acier et un bloc de béton. Ces résistances valent 376 kN/m pour l'éprouvette TH (couche d'adhérence), 275 kN/m pour l'éprouvette TP (perfobond) et 373 kN/m pour l'éprouvette TR (tôle striée). L'éprouvette TR présente la plus grande ductilité sous ce type de sollicitation.

Un seul essai a été effectué pour chaque type de connexion. Des essais plus nombreux devraient être réalisés pour déterminer une valeur caractéristique utilisable pour un dimensionnement.



## 4 ESSAIS PUSH-OUT

### 4.1 DESCRIPTION DES ESSAIS

Les essais push-out décrits dans ce chapitre ont fait l'objet de rapports détaillés pour le mandant, le canton d'Argovie [Thomann 2002, Thomann 2003, Thomann 2004.1, Thomann 2004.2].

#### 4.1.1 Principe de l'essai push-out

La figure 4.1 illustre le principe de l'essai push-out. L'éprouvette est constituée de deux blocs en béton liés à une plaque d'acier au moyen d'une connexion à tester. Lors de la mise en charge, une force de compression est appliquée sur le dessus de la tôle d'acier qui n'appuie pas au sol. Cette force doit donc être transmise par cisaillement aux deux blocs de béton qui prennent eux appui au sol.

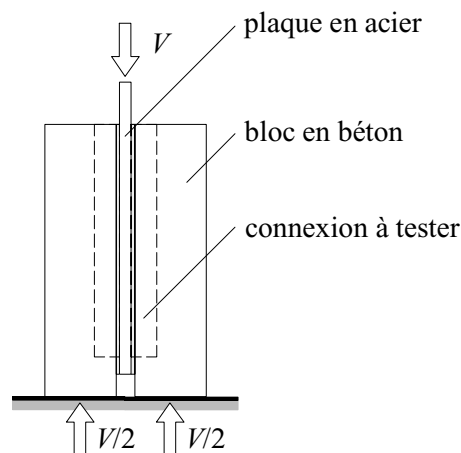


Figure 4.1 - Principe de l'essai push-out

#### 4.1.2 Epreuves

##### Dénomination

Plusieurs types d'éprouvettes ont été testés. Ils se distinguent par le type de connexion et par leur taille. La référence à chaque éprouvette est réalisée à l'aide des abréviations ci-dessous. Ainsi, l'éprouvette PRH 66-1 est une éprouvette avec tôle striée et couche d'adhérence de taille 66. Relevons que les lettres R et H font référence, comme dans les essais d'adhérence, à la tôle striée et à la couche d'adhérence, respectivement. Toutes les éprouvettes sont réalisées avec un coulis de ciment à haute résistance, il n'en est donc pas fait mention dans la dénomination de l'éprouvette.

P	D/P/R/H	33/66/100	-	1
P	:	push-out		
D	:	goujons		
P	:	perfobond		
R	:	tôle striée		
H	:	couche d'adhérence		
33	:	taille 33 %		
66	:	taille 66 %		
100	:	taille 100 %		
1,2,...	:	numéro d'ordre		

## Géométrie

La géométrie générale des éprouvettes est illustrée à la figure 4.2. La figure 4.3 représente les cinq types de connexions testées: les goujons (PD), le Perfobond (PP), la tôle striée (PR), la couche d'adhérence sur le connecteur et sur l'aile (PHH), le Perfobond avec couche d'adhérence sur l'aile (PPH), la tôle striée avec couche d'adhérence sur l'aile (PRH), et enfin la tôle striée sur le connecteur et sur l'aile (PRR).

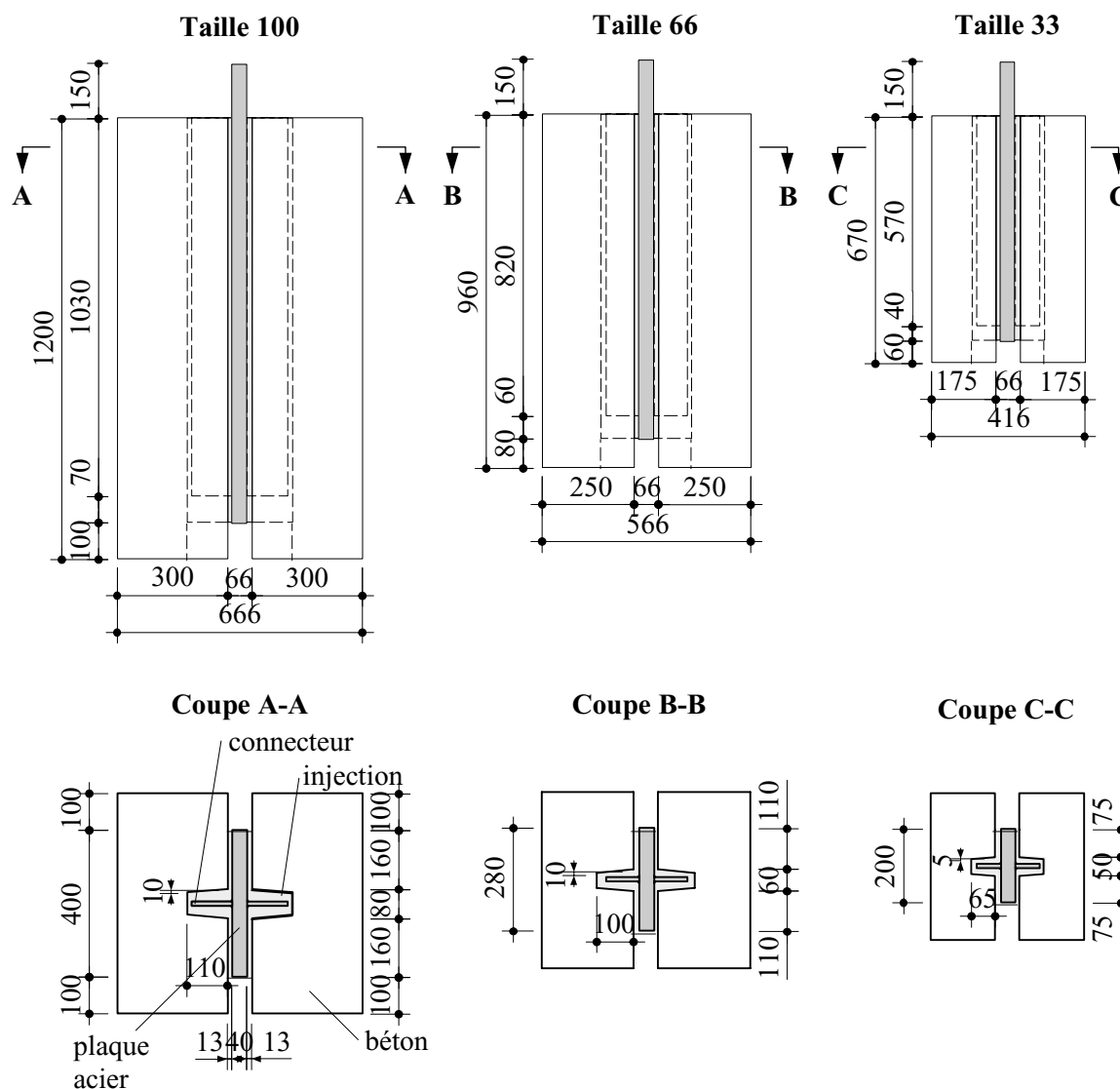


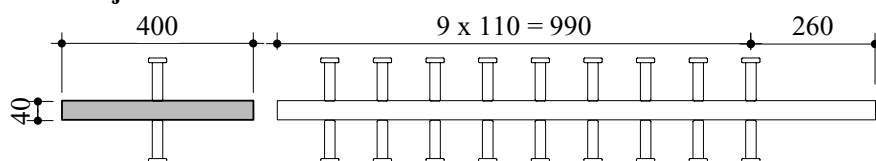
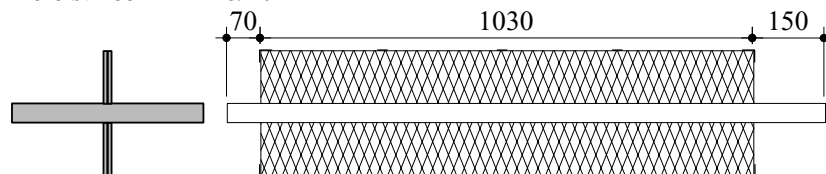
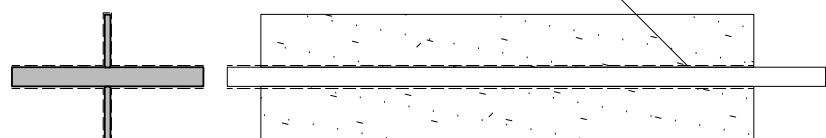
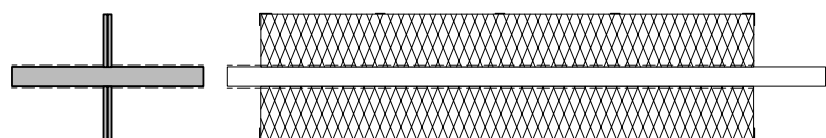
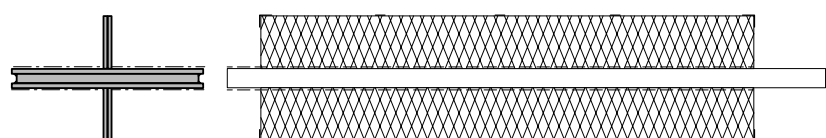
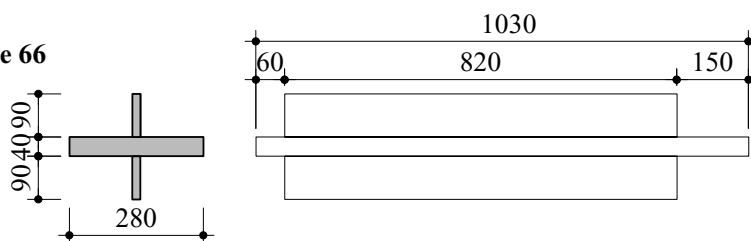
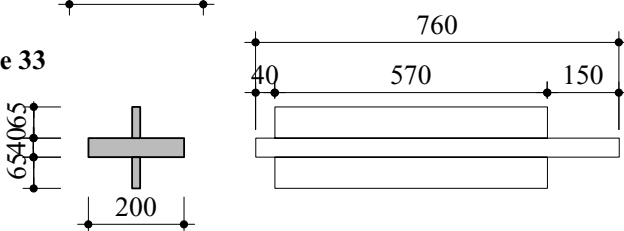
Figure 4.2 - Géométrie des éprouvettes

## Matériaux

Les matériaux utilisés présentent les caractéristiques suivantes:

- Acier: Les tôles plates et striées sont des tôles laminées en S235. La limite d'élasticité n'a pas été déterminée expérimentalement. Les tôles sont sablées SA 2½. Les tôles des séries d'essai n° 1 et 2 sont peintes, alors que les tôles des séries d'essai n° 3 et 4 ne sont pas peintes.
- Coulis de ciment: Le coulis de ciment est identique au coulis H des essais de cisaillement direct.
- Couche d'adhérence: La couche d'adhérence est identique à celle des essais de cisaillement direct.
- Béton: Le béton est identique à celui utilisé pour les essais de cisaillement direct pour les séries n° 1 et 4. Le béton utilisé pour les séries n° 2 et 3 est un béton autocompactant (SCC, *Self-Compacting Concrete*) de résistance moyenne à la compression à 28 jours de 72 N/mm<sup>2</sup>.



**Taille 100****PD Goujons Ø 22/100****PR Tôle striée 4 BRI 8/10****PHH Couche d'adhérence sur l'aile et le connecteur 2 = 110/12**  
couche d'adhérence ICOSIT Haftmasse**PRH Tôle striée avec couche d'adhérence 4 BRI 8/10****PRR Tôle striée sur l'aile et le connecteur 4 BRI 8/10****Taille 66****Taille 33**

La géométrie des  
échantillons de taille  
66 et de taille 33 est  
valable pour les  
connexions de type  
PRH et PRR

**Figure 4.3 - Connexions testées**

## Fabrication

Les éprouvettes ont été fabriquées par les mêmes entreprises que les éprouvettes pour les essais de cisaillement direct (§ 2.1.2). Les éprouvettes ont été fabriquées en quatre séries. Le tableau 4.1 résume les principales dates liées à la fabrication de ces éprouvettes ainsi que le produit utilisé comme retardateur de prise pour obtenir une surface de béton rugueuse.

**Tableau 4.1 - Fabrication des éprouvettes**

Série	Eprouvette	Assemblage	Retardateur de prise
1	PD 100-1 à PD 100-3 PR 100-1 à PR 100-3 PP 100-1 à PP 100-3 PDH 100-1 à PDH 100-3 PHH 100-1 à PDH 100-3 PRH100-1 à PRH100-3	13.09.2002	Pieri DRC 6/70
2	PRH 33-1 et PRH 33-2 PRH 66-1 à PRH 66-4 PRR 33-1 et PRR 33-2 PRR 66-1 à PRR 66-4	26.05.2003	Pieri DRC 6/10
3	PRH 33-3 à PRH 33-5 PRH 66-5 à PRH 66-7 PRR 33-3 et PRR 33-4 PRR 66-5 PD 66-1	13.10.2003	Pieri DRC 6/10
4	PRH 33-6 à PRH 33-8 PRH 66-8 à PRH 66-10 PRH 100-4 à PRH 100-6	18.06.2004	Pieri DRC 6/80

Les éprouvettes ont été fabriquées de la manière suivante:

1. découpage, soudage et sablage SA 2½ des tôles d'acier, application d'une éventuelle couche de peinture,
2. application d'une éventuelle couche d'adhérence,
3. coffrage des blocs de béton avec le retardateur de prise, coulage du béton,
4. décoffrage des blocs de béton,
5. assemblage des éléments et injection de l'espace vide avec le coulis de ciment,

Le mode de préparation des surfaces en béton est identique à celui des blocs pour les éprouvettes de cisaillement direct de type ABRH (§ 2.1.2). Les retardateurs de prise utilisés ont toutefois changé d'une série d'essai à l'autre, comme indiqué dans le tableau 4.1.

### 4.1.3 Programme des essais

Le tableau 4.2 synthétise les paramètres retenus pour les différents essais, ainsi que les dates d'essais. Certaines éprouvettes ont subi différents types d'essai, par exemple un essai de fluage puis un essai de rupture. L'essai de rupture sur l'éprouvette PRH 66-7 n'a pas été effectué en raison de la très mauvaise qualité des éprouvettes rencontrée dans la série n° 3 (§ 4.3.1).

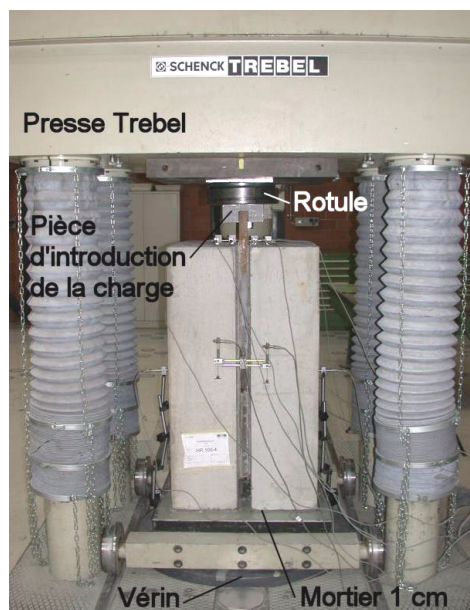
**Tableau 4.2 - Programme des essais**

Série	Eprouvette	Interface connecteur	Interface aile	Type d'essai	Date d'essai				
1	PD 100-1	Goujons	-	Rupture	30.10.02 au 27.11.02				
	PD 100-2								
	PD 100-3								
	PP 100-1	Perfobond							
	PP 100-2								
	PP 100-3								
	PR 100-1	Tôle striée							
	PR 100-2								
	PR 100-3								
	PPH 100-1	Perfobond	Couche d'adhé- rence						
	PPH 100-2								
	PPH 100-3								
	PHH 100-1	Couche d'adhérence							
	PHH 100-2								
	PHH 100-3								
	PRH 100-1	Tôle striée							
PRH 100-2									
PRH 100-3									
2	PRH 33-1	Tôle striée	Couche d'adhé- rence	Fluage + rupture	14.07.03 au 26.11.03				
	PRH 33-2			Rupture					
	PRH 66-1			Fatigue					
	PRH 66-2			Fatigue + rupture					
	PRH 66-3			Fluage + rupture					
	PRH 66-4			Rupture					
	PRR 33-1		Tôle striée	Fluage + rupture					
	PRR 33-2			Rupture					
	PRR 66-1			Fatigue + rupture					
	PRR 66-2			Fatigue + rupture					
	PRR 66-3			Fluage + rupture					
	PRR 66-4			Rupture					
	3			PRH 33-3		Tôle striée	Couche d'adhé- rence	Rupture	27.11.03 au 08.04.04
				PRH 33-4				Rupture	
PRH 33-5		Fluage							
PRH 66-5		Rupture							
PRH 66-6		Rupture							
PRH 66-7		Fatigue							
PRR 33-3		Tôle striée	Fluage						
PRR 33-4			Rupture						
PRR 66-5			Fatigue + rupture						
PD 66-1		Goujons	-	Fluage					
4		PRH 33-6	Tôle striée	Couche d'adhé- rence	Rupture	18.08.04 au 31.08.04			
	PRH 33-7								
	PRH 33-8								
	PRH 66-8								
	PRH 66-9								
	PRH 66-10								
	PRH 100-4								
	PRH 100-5								
	PRH 100-6								

#### 4.1.4 Essais de rupture

##### **Bâti de charge**

Le bâti de charge pour les essais de rupture est illustré à la figure 4.4. On y distingue l'éprouvette munie des capteurs de déplacement, la presse Trebel d'une capacité de 10000 kN, la rotule, le lit de mortier (1 cm), le vérin ainsi qu'une pièce en acier destinée à l'introduction de la charge sur le haut de l'éprouvette. Les éprouvettes PD-1 et PP-1 ne reposent pas sur un lit de mortier mais sur une plaque de caoutchouc de 3 mm.



**Figure 4.4 - Bâti de charge pour les essais de rupture**

##### **Mise en charge**

La mise en charge se fait à l'aide d'une commande numérique. Le vérin est asservi en déplacement, avec une vitesse de 0.25 mm/min jusqu'à la rupture des deux interfaces, puis de 0.4 mm/min jusqu'à ce que le glissement relatif moyen ait atteint 3 mm, puis de 1.0 mm/min jusqu'à ce que le glissement relatif moyen ait atteint 10 mm. L'essai est alors arrêté.

Durant les essais de la série n° 1, un cycle de charge-décharge à 40 % de la charge ultime estimée a été effectué. Comme ce cycle de charge-décharge a toujours montré un comportement élastique (réversible), il n'a pas été effectué sur les éprouvettes des séries n° 2, 3 et 4. Durant les essais des séries n° 2 et 3, une charge correspondant à 40 % de la charge ultime estimée a été maintenue sur l'éprouvette durant environ 12 heures au préalable à chaque essai de rupture. Etant donné les résultats des essais de fluage, cette procédure n'a pas été répétée lors des essais de la série n° 4.

##### **Dispositif de mesure**

Outre la force de cisaillement  $V$ , le mouvement relatif entre l'acier et le coulis de ciment a été mesuré, de même que les mouvements de blocs de béton et certains écartements (ouverture) des interfaces. Les capteurs de déplacement sont des capteurs inductifs HBM. La figure 4.5 illustre la position des capteurs ainsi que leur dénomination. Durant les séries n° 1, 2 et 3, les capteurs ec-2 et ec-3 n'ont pas été installés et les capteurs ec-4 et ec-6 d'une part et ec-5 et ec-7 d'autre part ont été remplacés par des capteurs uniques placés à mi-hauteur du connecteur.

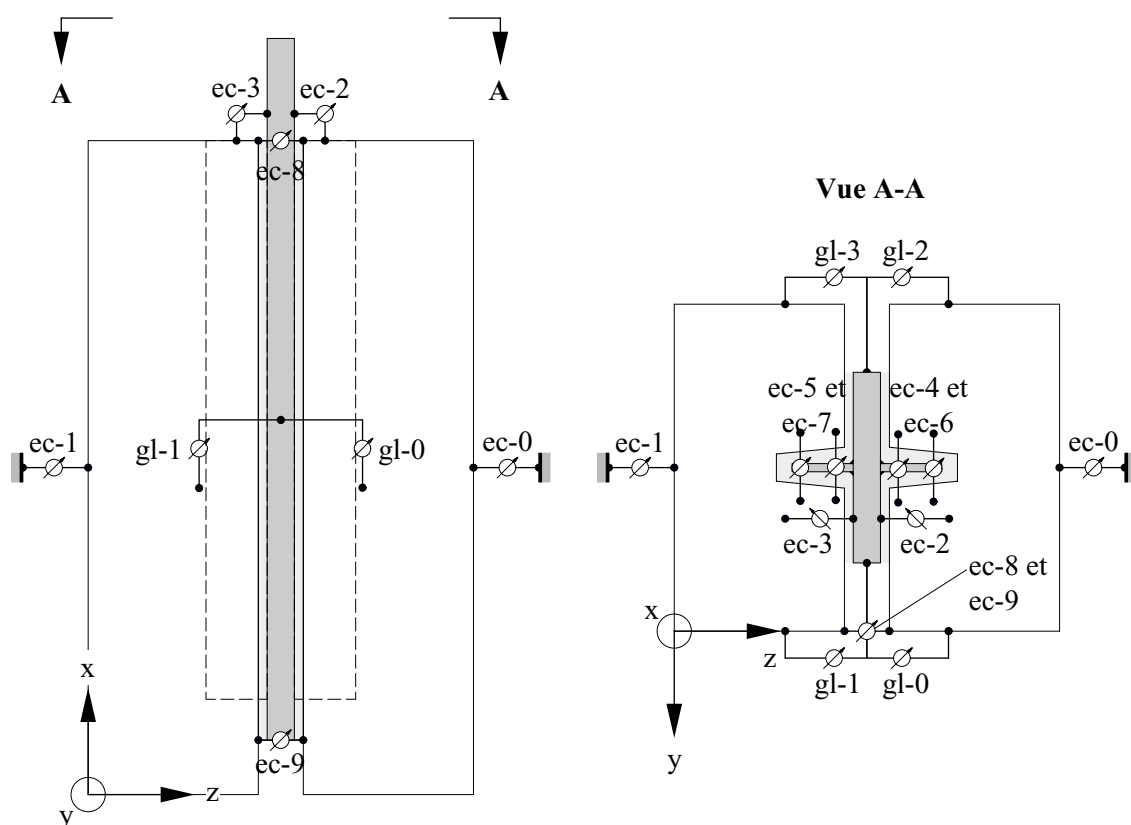
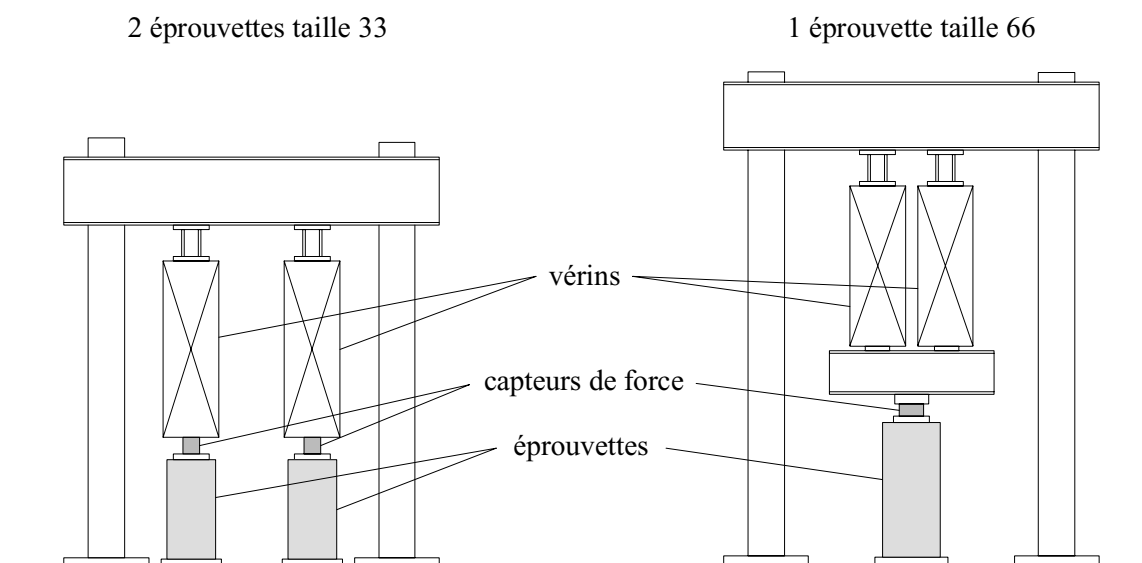


Figure 4.5 - Instrumentation des éprouvettes

#### 4.1.5 Essais de fluage

##### Bâti de charge

Les bâtis de charge utilisés pour les essais de fluage sont illustrés à la figure 4.6. La charge sur les éprouvettes de taille 33 est appliquée à l'aide d'un vérin d'une capacité de 1000 kN. La charge sur les éprouvettes de taille 66 est appliquée à l'aide de 2 vérins d'une capacité de 1000 kN chacun. Les bâtis peuvent accueillir au total trois éprouvettes simultanément (2 éprouvettes de taille 33 et 1 de taille 66), ce qui correspond à 4 vérins, qui travaillent en parallèle.



**Figure 4.6 - Bâti de charge pour les essais de fluage**

### Mise en charge

La mise en charge se fait en asservissement en force. La mise en charge de 0 kN à la charge de fluage dure environ une minute. Le contrôle de la force est manuel. Il n'y a pas de boucle de contrôle et d'ajustement automatique de la charge. Un contrôle est effectué chaque heure durant la première journée, puis chaque jour durant toute la durée de l'essai pour garantir un niveau de charge stable et, le cas échéant, pour procéder à un ajustement de la pression dans les vérins. Un tel ajustement n'a été nécessaire que durant la première semaine. Le niveau de charge n'a à aucun moment varié de plus de 1 % par rapport à la valeur prescrite.

Le tableau 4.3 indique la valeur de la charge de fluage. Le réglage de la force ne peut pas se faire individuellement pour chaque éprouvette puisque tous les vérins sont alimentés par le même groupe de mise en pression, ce qui explique les légères différences entre les forces appliquées entre certaines éprouvettes de taille identique. La durée totale des essais est de 60 jours. La charge a été diminuée après 37 jours sur certaines éprouvettes pour simuler une charge de grandeur réaliste, la charge initiale étant très importante pour une charge de fluage.

**Tableau 4.3 - Charges appliquées durant les essais de fluage**

Eprouvette	$V$ [kN] dès jour 1	$V$ [kN] dès jour 37
PRH 33-1	610	380
PRH 33-5	396	
PRH 66-3	1300	813
PRR 33-3	400	
PRR 66-3	1300	800
PD 66-1	810	

## Dispositif de mesure

Durant les essais de fluage, en plus de la force appliquée, seuls les glissements correspondant aux capteurs gl-0 à gl-3 ont été mesurés. Par ailleurs, la température et l'humidité relative ont été enregistrées.

### 4.1.6 Essais de fatigue

#### Bâti de charge

La machine d'essai est la même presse Trebel que celle servant pour les essais de rupture et présentée au paragraphe 4.1.4. Pour les essais de fatigue, il n'y a pas de rotule mais une plaque en acier de 40 mm d'épaisseur servant à répartir la charge car la rotule est trop déformable pour pouvoir conduire les essais avec la fréquence voulue.

#### Mise en charge

Les charges appliquées sur les éprouvettes sont indiquées dans le tableau 4.4. La mise en charge se fait en asservissement en force. Le signal est sinusoïdal. Si l'éprouvette n'est pas détruite avant, l'essai est arrêté après 2.0 mio de cycles (exception: éprouvette PRR 66-5 arrêtée après 6.0 mio de cycles). La fréquence de chargement des éprouvettes PRH 66-7, PRR 66-2 et PRR 66-5 a été réduite par rapport aux trois premiers essais car la fréquence de 3.3 Hz provoquait des dégâts à la machine d'essais.

**Tableau 4.4 - Charges appliquées durant les essais de fatigue**

Eprouvette	$V_{\min}$ [kN]	$V_{\max}$ [kN]	$\Delta V$ [kN]	Fréquence [Hz]
PRH 66-1	1000	1650	650	3.3
PRH 66-2	500	950	450	3.3
PRH 66-7	200	1100	900	2.0
PRR 66-1	500	950	450	3.3
PRR 66-2	650	1200	550	2.8
PRR 66-5	200	700	500	2.0

## Dispositif de mesure

Durant les essais de fatigue, en plus du nombre de cycles, seule la charge appliquée sur l'éprouvette est mesurée. Il n'y a pas de capteurs de déplacement permettant de mesurer le glissement ou l'écartement.

## 4.2 RÉSULTATS

### 4.2.1 Essais de rupture

#### Charges de rupture

Le tableau 4.5 synthétise les résistances maximales  $V_{\max}$  des éprouvettes testées à la rupture. Ce tableau contient également les charges de rupture dites «équivalentes»  $V_{\text{equ,max}}$  pour une éprouvette de taille 100, c'est-à-dire multipliées par un facteur 1.0 pour les éprouvettes de taille 100, par un facteur 1.5 pour les éprouvettes de taille 66 et par un facteur 3.0 pour les éprouvettes de taille 33. Les valeurs de  $V_{\text{equ,max}}$  permettent de comparer entre eux les résultats des éprouvettes de tailles différentes. L'erreur sur la mesure est inférieure à 0.4 %.

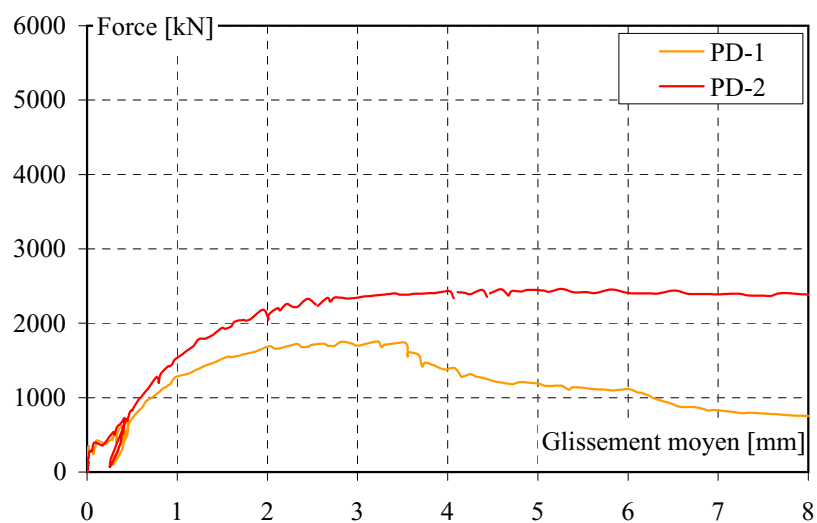
**Tableau 4.5 - Charges de rupture des éprouvettes push-out**

Série	Eprouvette	$V_{\max}$ [kN]	$V_{\text{equ,max}}$ [kN]	Remarque
1	PD 100-1	1757	1757	Assise en caoutchouc
	PD 100-2	2464	2464	
	PD 100-3	-	-	Résultat non utilisable
	PP 100-1	1321	1321	Assise en caoutchouc
	PP 100-2	1966	1966	
	PP 100-3	1996	1996	
	PR 100-1	2337	2337	
	PR 100-2	2226	2226	
	PR 100-3	2033	2033	
	PPH 100-1	4378	4378	
	PPH 100-2	4537	4537	
	PPH 100-3	3913	3913	
	PHH 100-1	4449	4449	
	PHH 100-2	4952	4952	
	PHH 100-3	4330	4330	
	PRH 100-1	5750	5750	
	PRH 100-2	5635	5635	
	PRH 100-3	5339	5339	
2	PRH 33-1	1670	5010	Essai de fluage préalable
	PRH 33-2	1546	4638	
	PRH 66-2	2537	3805	Essai de fatigue préalable
	PRH 66-3	2061	3091	Essai de fluage préalable
	PRH 66-4	2399	3599	
	PRR 33-2	1076	3228	
	PRR 66-1	2246	3369	Essai de fatigue préalable
	PRR 66-2	2409	3614	Essai de fatigue préalable
	PRR 66-3	2085	3127	Essai de fluage préalable
	PRR 66-4	2824	4236	
3	PRH 33-3	1062	3186	
	PRH 33-4	995	2985	
	PRH 66-5	1541	2312	
	PRH 66-6	2705	4058	
	PRH 66-7	-	-	Essai non effectué
	PRR 33-4	1516	4548	
	PRR 66-5	2456	3684	Essai de fatigue préalable
4	PRH 33-6	2114	6342	
	PRH 33-7	2520	7560	
	PRH 33-8	2559	7677	
	PRH 66-8	4004	6006	
	PRH 66-9	4153	6230	
	PRH 66-10	4243	6365	
	PRH 100-4	4534	4534	
	PRH 100-5	4548	4548	
	PRH 100-6	5595	5595	

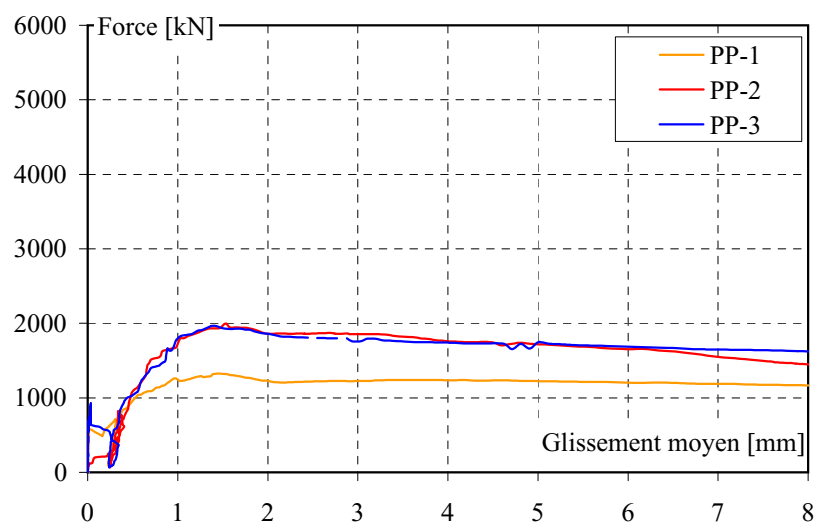
**Glissement dans la connexion**

Les figures 4.7 à 4.15 illustrent le glissement dans la connexion en fonction de la force appliquée pour les différents types de connexion testés. Les courbes des éprouvettes PRH sont séparées par série en raison du grand nombre d'éprouvettes et pour grouper les résultats semblables.

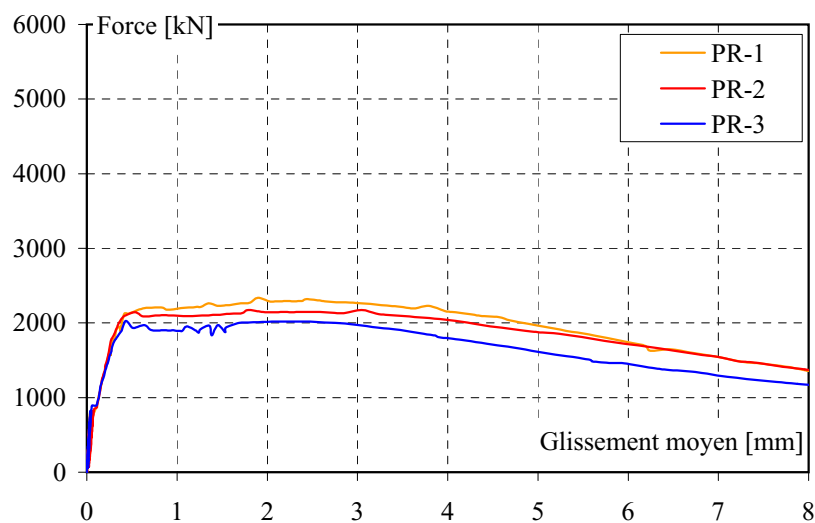




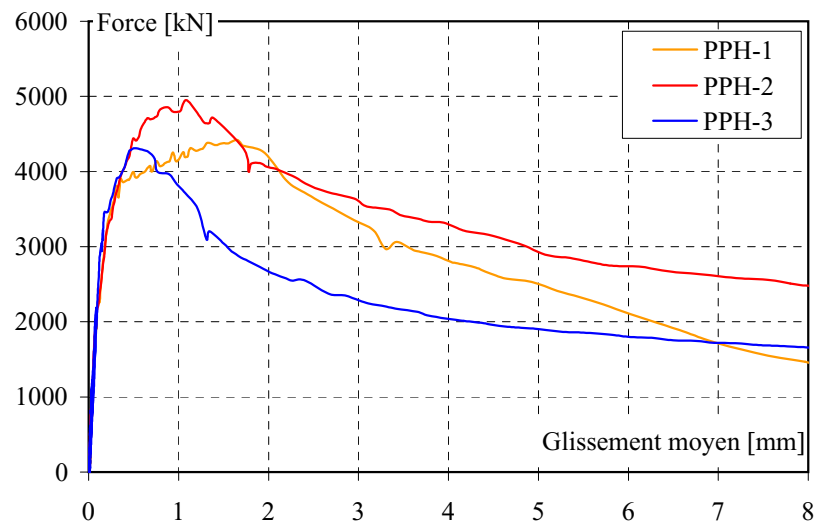
**Figure 4.7** - Force de cisaillement en fonction du glissement moyen - éprouvettes PD



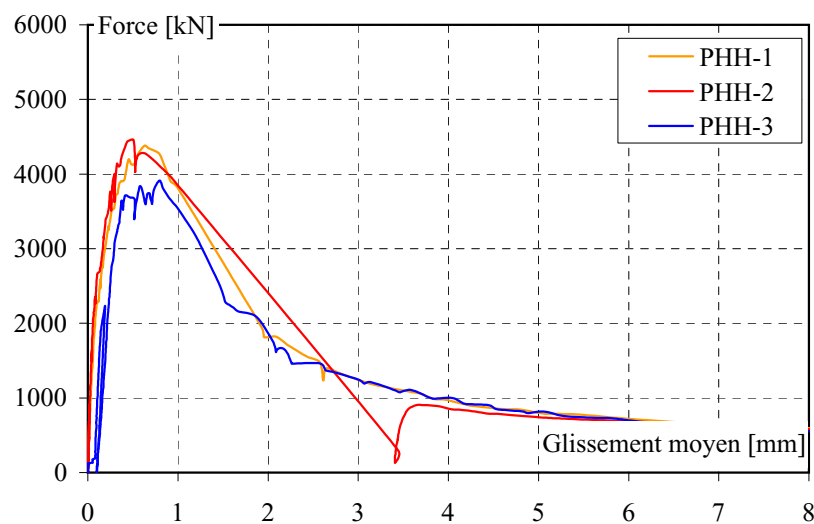
**Figure 4.8** - Force de cisaillement en fonction du glissement moyen - éprouvettes PP



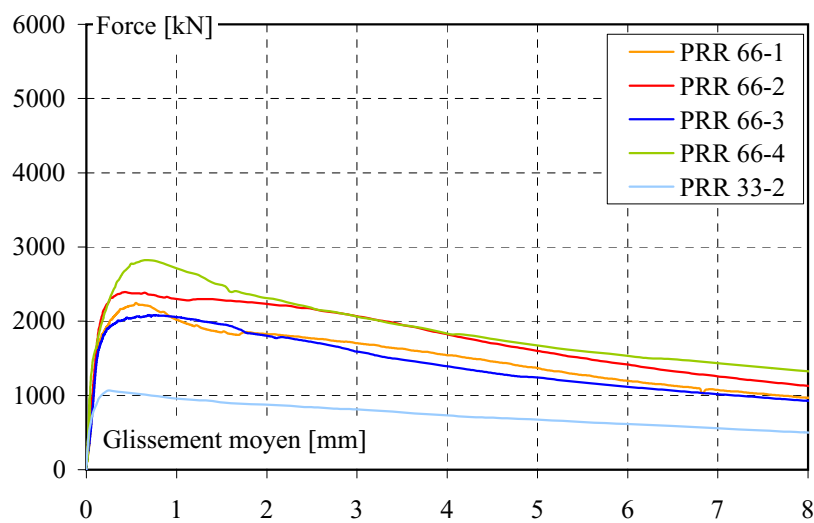
**Figure 4.9** - Force de cisaillement en fonction du glissement moyen - éprouvettes PR



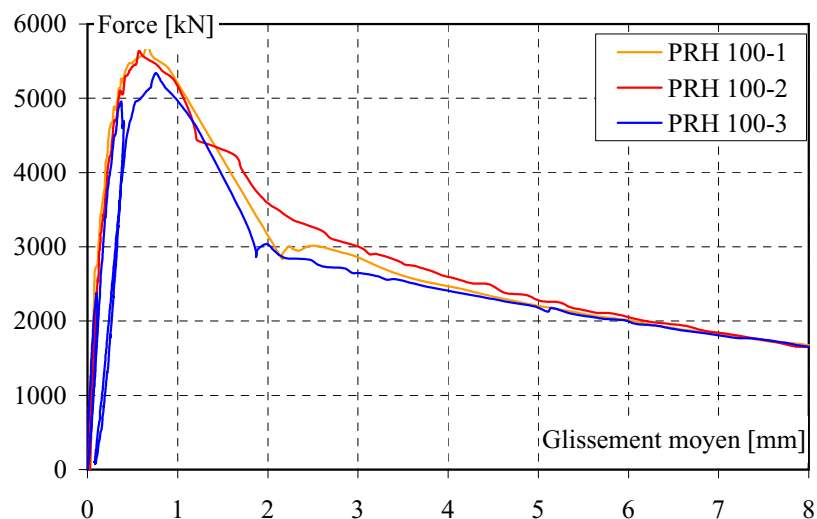
**Figure 4.10** - Force de cisaillement en fonction du glissement moyen - éprouvettes PPH



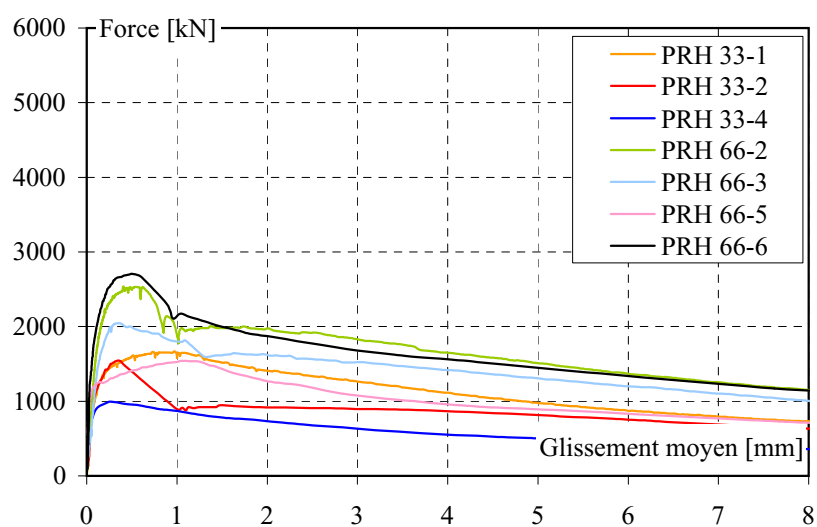
**Figure 4.11** - Force de cisaillement en fonction du glissement moyen - éprouvettes PHH



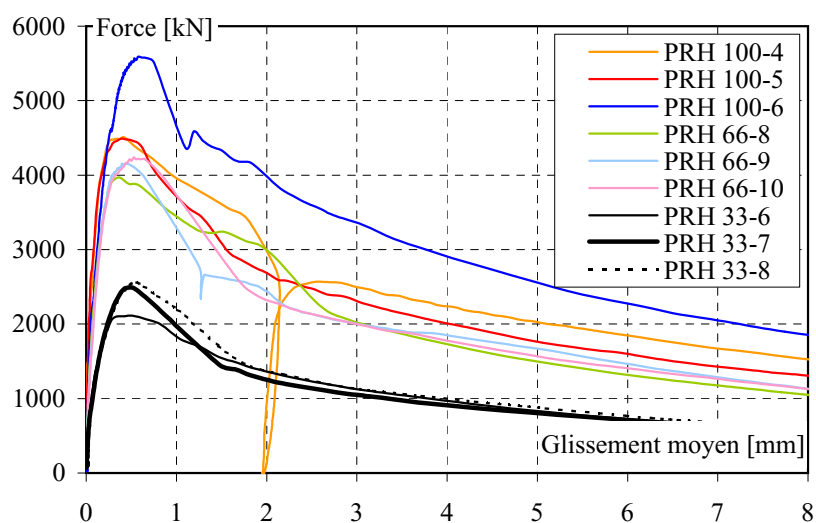
**Figure 4.12** - Force de cisaillement en fonction du glissement moyen - éprouvettes PRR



**Figure 4.13** - Force de cisaillement en fonction du glissement moyen - éprouvettes PRH série n° 1



**Figure 4.14** - Force de cisaillement en fonction du glissement moyen - éprouvettes PRH séries n° 2 et 3



**Figure 4.15** - Force de cisaillement en fonction du glissement moyen - éprouvettes PRH série n° 4

### Ecartement des interfaces

La figure 4.16 représente le déplacement horizontal des blocs en béton des éprouvettes PRH 100-4 à PRH 100-6 (mesure des capteurs ec-8 et ec-9). Ces mesures permettent d'estimer la rotation des blocs en béton due à l'excentricité des forces de cisaillement.

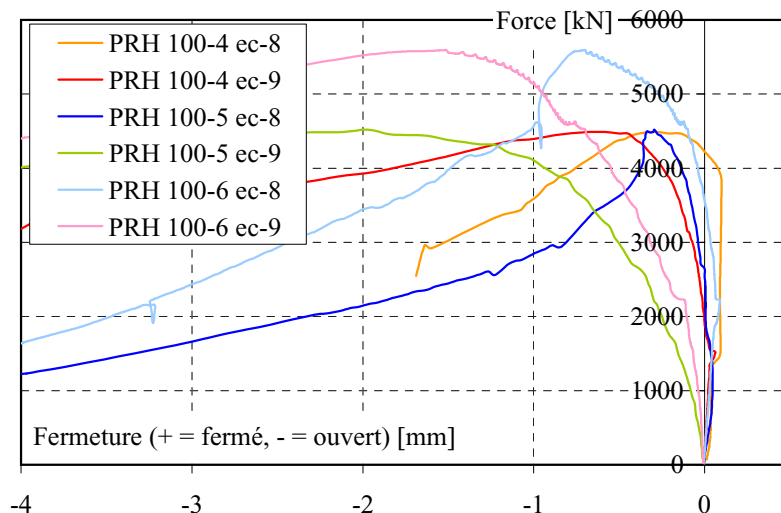


Figure 4.16 - Déplacement horizontal des blocs en béton

La figure 4.17 illustre les mesures des capteurs ec-4 à ec-7 sur l'éprouvette PRH 33-7. Une légère fermeture due aux moments secondaires (excentricités) peut être observée dans le domaine pré-rupture. Vers 1800 kN, le côté pair (ec-4 et ec-6) s'ouvre de façon marquée, ce qui correspond probablement à l'ouverture d'une fissure radiale, dans le prolongement du connecteur. La rupture se produit pour une ouverture totale d'environ 0.12 mm, alors que le côté impair ne s'ouvre pas encore. C'est la rupture et le glissement du côté pair qui provoquent ensuite la rupture, le glissement et l'ouverture du côté impair.

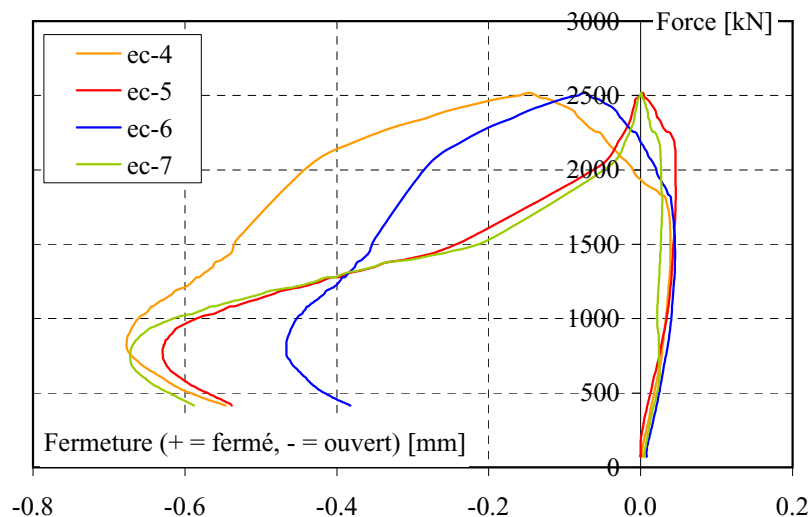
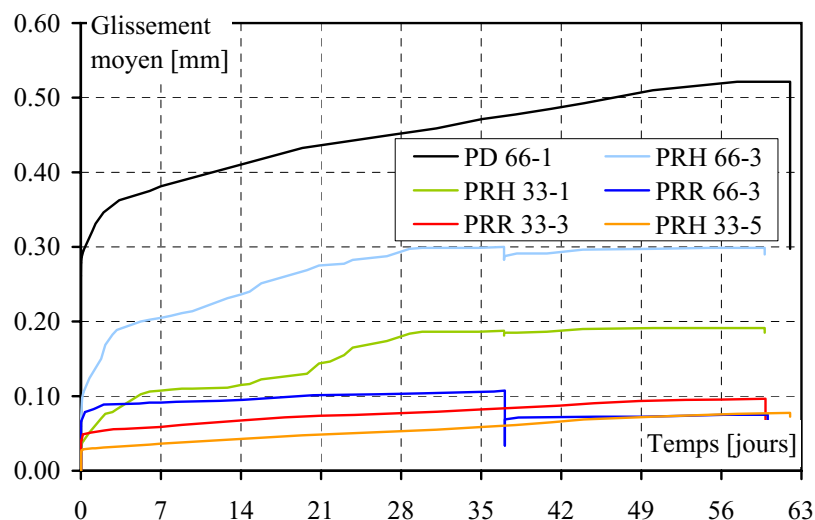


Figure 4.17 - Force de cisaillement en fonction de l'écartement autour des connecteurs (PRH 33-7)

### 4.2.2 Essais de fluage

La figure 4.18 montre l'évolution du glissement moyen dans la connexion (moyenne des capteurs gl-0 à gl-3) en fonction du temps. On distingue très nettement la mise en charge (déformation instantanée),

l'augmentation du glissement avec le temps, la diminution de la charge après 37 jours pour les éprouvettes concernées (tableau 4.3) et enfin la décharge (déformation instantanée) à la fin de l'essai.



**Figure 4.18 - Résultat des essais de fluage**

L'éprouvette PRR 33-1 aurait dû subir un essai de fluage. Or, elle s'est rompue lors de la mise en charge après environ 30 secondes d'essai pour une charge d'environ 318 kN. Il n'existe donc pas de courbe de fluage pour cette éprouvette.

### 4.2.3 Essais de fatigue

Le tableau 4.6 contient les résultats des essais de fatigue. Les éprouvettes pour lesquelles l'essai de fatigue a été interrompu ont ensuite été chargées de manière statique jusqu'à la rupture. Les résultats de ces essais sont contenus dans le tableau 4.5.

**Tableau 4.6 - Résultats des essais de fatigue**

Eprouvette	$\Delta V$ [kN]	Nb de cycles	Remarques
PRH 66-1	650	0.92 mio	Rupture
PRH 66-2	450	2.0 mio	Essai arrêté à 2.0 mio cycles
PRH 66-7	900	0.57 mio	Rupture
PRR 66-1	450	2.0 mio	Essai arrêté à 2.0 mio cycles
PRR 66-2	550	2.0 mio	Essai arrêté à 2.0 mio cycles
PRR 66-5	500	6.0 mio	Essai arrêté à 6.0 mio cycles

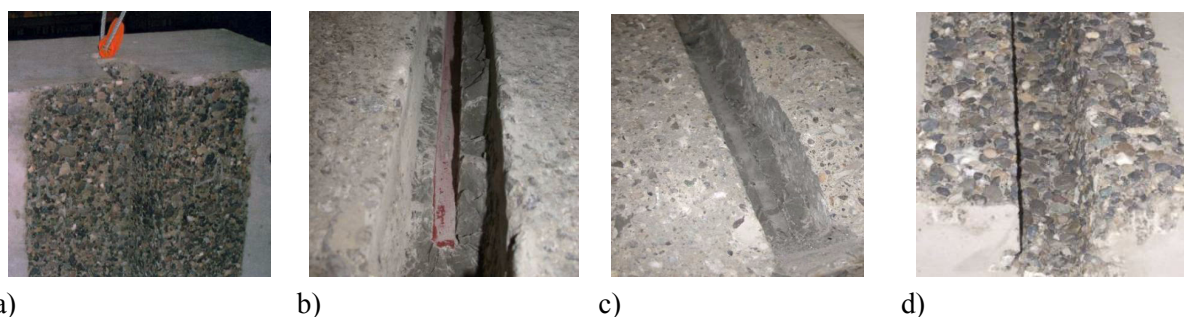
## 4.3 OBSERVATIONS

### 4.3.1 Eprouvettes

#### *Rugosité des surfaces en béton*

La rugosité des surfaces en béton était très variable d'une série d'essai à une autre. La raison est principalement que les produits utilisés n'ont pas toujours été les mêmes et qu'aucun mode opératoire n'a été défini précisément par le fabricant.

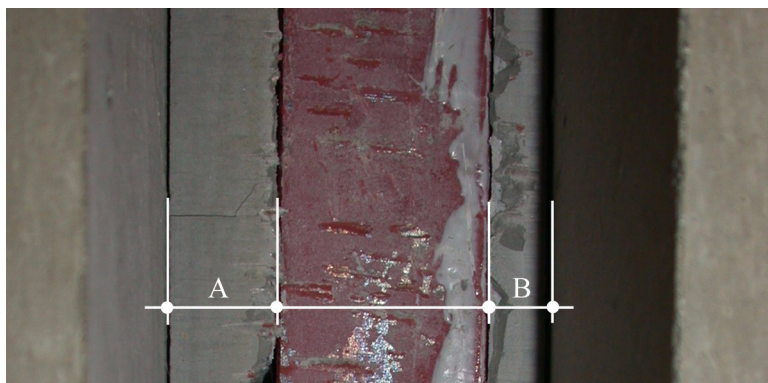
Les éprouvettes de la série n° 1 présentaient une très bonne rugosité. Le problème n'étant pas connu à ce moment-là, aucune mesure de la rugosité n'a été effectuée. La figure 4.19 a) illustre une surface typique de la série n° 1. Les éprouvettes de la série n° 2 présentaient une rugosité très faible pratiquement partout, comme illustré à la figure 4.19 b). Au moment de procéder à l'assemblage des éprouvettes de la série n° 3, il a été constaté que malgré les recommandations émises, la surface ne présentait à nouveau pas la rugosité voulue. Un sablage a alors été effectué pour essayer d'augmenter cette rugosité. La figure 4.19 c) montre un exemple caractéristique de cette série. Les caractéristiques de rugosité des surfaces en béton des séries n° 2 et 3 se trouvent dans l'annexe A sous la dénomination «Pieri DRC 6/10». La figure 4.19 d) illustre la rugosité caractéristique des éprouvettes de la série n° 4. Cette rugosité est suffisante (selon une appréciation visuelle et qualitative uniquement). Pour une taille donnée, les éprouvettes de la série n° 4 ont été numérotées dans un ordre croissant de rugosité. Par exemple, l'éprouvette PRH 100-5 possède une plus grande rugosité que l'éprouvette PRH 100-4. Les caractéristiques de rugosité des surfaces en béton de la série n° 4 se trouvent dans l'annexe A sous la dénomination «Pieri DRC 6/80».



**Figure 4.19** - Rugosité de la surface de béton, a) série n° 1, b) série n° 2, c) série n° 3, d) série n° 4

### Autres observations

Deux éprouvettes de la série n° 2 (PRR 66-1 et PRH 66-3) présentaient un défaut de centrage de la tôle d'acier par rapport à l'axe de l'éprouvette. Ce défaut est illustré à la figure 4.20: l'épaisseur «A» est environ deux fois plus grande que l'épaisseur «B».



**Figure 4.20** - Défaut de centrage de la tôle d'acier (PRH 66-3)

Sur la plupart des éprouvettes des séries n° 1, 2 et 3, la présence de coulis de ciment immédiatement «sous» le connecteur a été observée, comme illustré sur la figure 4.21. La présence de ce coulis influence favorablement la résistance de l'éprouvette puisqu'il forme un appui direct contre le glissement, à la manière d'une butée. Comme cela ne correspond pas à la mise en œuvre qui serait faite sur un pont, la présence de ce coulis nuit à la représentativité des mesures effectuées. Ce défaut a été corrigé dans la série n° 4.



*Figure 4.21 - Coulis sous le connecteur dans le bas de l'éprouvette*

#### **4.3.2 Essais de rupture**

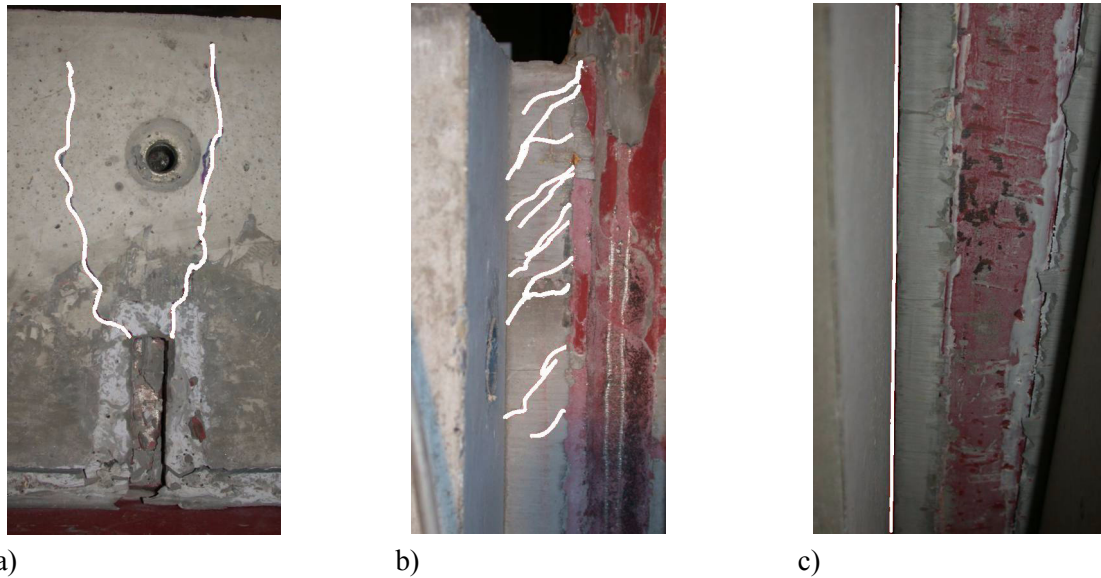
##### ***Fissuration***

Sur toutes les éprouvettes, des fissures radiales s'ouvrent sur le dessus de l'éprouvette dans le coulis de ciment et se propagent progressivement dans le béton, comme illustré à la figure 4.22 a). D'après les mesures des capteurs ec-4 à ec-7 (figure 4.17), ces fissures s'ouvrent déjà avant la rupture.

Les premières fissures apparaissent sur les éprouvettes de type PHH, PPH, PRH et PRR peu avant que la charge atteigne la valeur maximale, sur les côtés de l'éprouvette, dans le haut de l'injection, comme illustré à la figure 4.22 b). Elles sont plus marquées sur les éprouvettes avec tôle striée sur l'aile que sur celles avec couche d'adhérence. Elles sont également s'autant plus marquées que le niveau de charge est élevé (compte tenu de la taille de l'éprouvette). Elles ne se propagent jamais dans le béton.

Sur les éprouvettes de type PRH, on observe parfois plutôt l'ouverture d'une longue fissure verticale à l'interface béton-coulis de ciment, sur les côtés de l'éprouvette (figure 4.22 c)). Cette ouverture ne se produit que très rarement sur les éprouvettes de type PRR. Aucune corrélation n'a pu être établie entre le type de fissuration observée (latérales ou verticales) et le niveau de charge ou la position de la surface de rupture.





**Figure 4.22 - Fissures, a) radiales, b) obliques, c) verticales**

### **Surface de rupture**

Le tableau 4.7 synthétise la position de la surface de rupture de tous les essais. La légende de ce tableau est la suivante:

- (1) interface acier-coulis de ciment
- (2) interface béton-coulis de ciment
- (3) dans le coulis de ciment
- (4) localement dans le béton
- (5) interface couche d'adhérence-coulis de ciment
- (6) interface aile en acier-couche d'adhérence (décollement de la couche d'adhérence)
- (7) cisaillement des disques de coulis de ciment



**Tableau 4.7 - Position des surfaces de rupture**

Série	Eprouvette	Rupture du côté pair (gl-0 et gl-2)		Rupture du côté impair (gl-1 et gl-3)	
		Connecteur	Aile	Connecteur	Aile
1	PD 100-1	Flexion des goujons	-	Flexion des goujons	-
	PD 100-2				
	PD 100-3				
	PP 100-1	(7)	-	(7)	-
	PP 100-2				
	PP 100-3				
	PR 100-1	(1)	-	(1)	-
	PR 100-2				
	PR 100-3				
	PPH 100-1	30% (1), 70% (2)	(2), (3), (5)	30% (1), 70% (2)	(2), (3), (5)
	PPH 100-2				
	PPH 100-3				
	PHH 100-1	(6)	(2), (3), (5)	(6)	(2), (3), (5)
	PHH 100-2				
	PHH 100-3				
	PRH 100-1	(1)	(2), (3), (5)	(1)	(2), (3), (5)
	PRH 100-2				
	PRH 100-3				
2	PRH 33-1	(1), (2)	(2)	(1), (2)	(2)
	PRH 33-2	(1)	(2)	(1)	(6)
	PRH 66-2	(1)	(6)	(1)	(2)
	PRH 66-3	(1)	(2), (6)	(1), (2)	(2)
	PRH 66-4	(1), (2)	(2)	(1), (2)	(2)
	PRR 33-2	(1)	(1)	(1)	(1)
	PRR 66-1	(1)	(1)	(1)	(1)
	PRR 66-2	(1)	(1)	(1)	(1)
	PRR 66-3	(1)	(1)	(1)	(1)
	PRR 66-4	(1), (2)	(2)	(1)	(1)
3	PRH 33-3	70% (2), 30% (1)	(2)	70% (2), 30% (1)	(2)
	PRH 33-4	70% (2), 30% (1)	(2)	75% (2), 25% (1)	(2)
	PRH 66-5	75% (2), 25% (1)	(2)	75% (2), 25% (1)	(2), (4)
	PRH 66-6	75% (2), 25% (1)	(2), (4)	80% (2), 20% (1)	(2)
	PRR 33-4	80% (2), 20% (1)	(2)	60% (2), 40% (1)	(2), (4), local. (1)
	PRR 66-5	75% (2), 25% (1)	(2)	80% (2), 20% (1)	(2)
4	PRH 33-6	(1)	75% (2), 25% (5)	(1), localement (2)	(2)
	PRH 33-7	(1)	70% (2), (4) 30% (5)	(1)	75% (2), 25% (5)
	PRH 33-8	(1)	80% (2), (4) 20% (5)	(1)	80% (2), 20% (5)
	PRH 66-8	(1)	(2), (4)	(1)	(2)
	PRH 66-9	(1)	(2), (4)	(1)	(2), (4)
	PRH 66-10	(1)	50% (2), 40% (6), 10% (5)	(1), localement (2)	(2), (4)
	PRH 100-4	(1)	(2)	(1)	(2), (4)
	PRH 100-5	80% (1), 20% (2)	(2), (4)	(1)	80% (2), 20% (5)
	PRH 100-6	80% (1), 20% (2)	(2)	(1)	80% (2), 20% (5)

**Mode de rupture**

Les éprouvettes sans couche d'adhérence (PD, PP, PR) se comportent de manière ductile après avoir atteint la charge maximale. Il n'y a pas de craquement fort au moment où la charge atteint la valeur maximale. La diminution de la charge après la rupture se fait de manière régulière et stable.

Les éprouvettes avec couche d'adhérence présentent un mode de rupture fragile. Deux cas peuvent encore être distingués: la rupture stable et la rupture instable. Pour les éprouvettes de type PHH, un craquement fort et sourd se produit lorsque la charge atteint la valeur maximale, accompagné d'une chute brutale de la charge (diminution de plusieurs centaines de kN en une fraction de seconde) peu après avoir atteint la valeur maximale. Il s'agit d'une rupture instable, malgré l'asservissement en déplacement du vérin. Le comportement à la rupture est également fragile avec les éprouvettes de type PPH, PRH et PRR, mais la chute de la charge est moins brusque que pour les éprouvettes de type PHH. Il n'y a pas de craquement sonore. La diminution de la charge se fait de façon contrôlée et stable.

#### 4.3.3 Essais de fluage

Durant les essais de fluage, aucune observation particulière n'a été effectuée sur les éprouvettes, à l'exception de:

- deux craquement sourds lors de la mise en charge de l'éprouvette PD 66-1, qui correspondent probablement à la rupture de l'adhésion chimique du coulis de ciment sur la surface d'acier,
- une fissure qui s'est ouverte à l'interface entre le béton et le coulis de ciment sur l'éprouvette PRH 66-3, sur un des deux côtés de l'éprouvette.

#### 4.3.4 Essais de fatigue

Aucune observation particulière n'a été effectuée durant les essais de fatigue. La surface de rupture des éprouvettes PRH 66-1 et -7, qui ont atteint la rupture par fatigue, sont identiques. Elles sont situées à l'interface tôle striée-coulis de ciment autour du connecteur, et aux interfaces entre le béton et le coulis de ciment (pour moitié) et entre la couche d'adhérence et l'acier (pour moitié) sur l'aile.

### 4.4 ANALYSE DES RÉSULTATS

#### 4.4.1 Essais de rupture

Pour simplifier la comparaison entre les différentes tailles d'éprouvettes et pour normaliser les résistances, toutes les résistances sont exprimées en kN/m ou en N/mm<sup>2</sup>.

##### **Eprouvettes PD**

Seul le résultat de l'éprouvette PD 100-2 est utilisable. Le fait d'avoir posé l'éprouvette PD 100-1 sur une feuille en caoutchouc a considérablement diminué la résistance de l'éprouvette.

La résistance de l'éprouvette PD 100-2 ( $V_{\max} = 1232$  kN/m) correspond approximativement à la résistance caractéristique  $V_{Rk}$  selon la norme SIA 264 [SIA-264 2003]:  $V_{Rd} = 990$  kN/m,  $V_{Rk} = V_{Rd} * \gamma_v = 1238$  kN/m. Toutefois, le mode de rupture est différent: alors que la norme prévoit pour ce type de béton une rupture par cisaillement des goudjons, c'est une rupture par flexion des goudjons et fissuration du béton dans un plan parallèle à la surface de la dalle passant au-dessus de la tête des goudjons qui a été observée. Cette différence est probablement due au fait que les goudjons sont noyés dans un coulis de ciment et non dans du béton. L'utilisation des relations de la norme SIA 264 ne peut donc être recommandée en l'état actuel des connaissances pour une connexion avec injection de coulis de ciment.

La capacité de glissement de cette connexion vaut  $s = 11$  mm selon [EC-4.1.1 2004]. Cette capacité de glissement est suffisante pour effectuer un calcul plastique de la connexion. La connexion peut être considérée comme ductile.

##### **Eprouvettes PP**

Seuls les résultats des éprouvettes PP 100-2 et PP 100-3 sont utilisables à cause de la présence de la feuille de caoutchouc sous l'éprouvette PP 100-1.

La résistance de cette connexion est légèrement inférieure à celle de type PD. Sa capacité de glissement vaut  $s = 3.6$  mm. Elle n'est donc pas ductile au sens de [EC-4.1.1 2004] et ne permet donc pas un dimensionnement plastique.

L'analyse de la surface de rupture montre que la résistance est due au cisaillement des disques de coulis de ciment dans les trous du perfobond. La courbe charge-déformation (figure 4.8) montre que l'adhésion chimique entre la peinture (acier) et le coulis de ciment est détruite pour une force d'environ 300 kN/m, ce qui se caractérise par un glissement à charge constante d'environ 0.4 mm. La contrainte nominale de cisaillement dans le coulis de ciment à la rupture peut être calculée en divisant la charge de rupture par la surface totale du coulis de ciment cisailé, soit la surface de 4 x 14 disques de 50 mm de diamètre. Ceci fournit une contrainte de cisaillement à la rupture de  $18 \text{ N/mm}^2$ . Cette contrainte est très élevée en comparaison avec la résistance à la traction de ce matériau ( $2.6 \text{ N/mm}^2$ ). Cette valeur peut s'expliquer par le confinement de la zone cisailée qui augmente considérablement la résistance au cisaillement si on considère un critère de rupture tridimensionnel comme par exemple celui de Mohr-Coulomb ou de Drucker-Prager.

### **Eprouvettes PR**

Les éprouvettes PR ont une charge de rupture intermédiaire entre les éprouvettes PP et PD. La capacité de glissement vaut  $s = 3.9$  mm. Cette connexion n'est donc pas ductile au sens de [EC-4.1.1 2004] et ne permet pas un dimensionnement plastique.

La contrainte nominale de cisaillement peut être calculée en divisant la charge maximale par la surface de la tôle striée. Ce calcul fournit une contrainte moyenne à la rupture de  $5.0 \text{ N/mm}^2$ .

### **Eprouvettes PHH**

Les éprouvettes avec couche d'adhérence ont une résistance considérablement plus élevée que les éprouvettes sans couche d'adhérence. Les éprouvettes PHH ont une résistance allant de 1950 kN/m à 2200 kN/m. La capacité de glissement est non seulement très faible ( $s = 0.8$  mm), mais en plus la rupture est parfois instable malgré l'asservissement en déplacement de la machine d'essai. La connexion est donc fragile et ne peut être utilisée pour un dimensionnement plastique.

La contrainte nominale de cisaillement peut être calculée en divisant la charge maximale par l'aire de la surface de rupture. Ce calcul fournit une contrainte moyenne à la rupture de  $3.6 \text{ N/mm}^2$ . Cette contrainte est inférieure à celle des éprouvettes PR. Cela peut s'expliquer par le fait que le confinement est moins marqué sur l'aile que sur le connecteur. La valeur de  $3.6 \text{ N/mm}^2$  est une valeur moyenne. La contrainte est probablement plus élevée sur le connecteur et moins élevée sur l'aile. En effet, la surface de rupture passe, le long du connecteur, entre l'acier et la couche d'adhérence. Or, il a été mesuré durant les essais de cisaillement direct que cet effet se produit pour une contrainte d'environ  $5.5 \text{ N/mm}^2$  (sans peinture). La contrainte sur le connecteur vaut donc probablement environ  $5.5 \text{ N/mm}^2$ , soit plus que la valeur moyenne de  $3.6 \text{ N/mm}^2$ .

### **Eprouvettes PPH**

Les éprouvettes PPH ont une résistance allant de 2150 kN/m à 2500 kN/m. Ces éprouvettes ont un comportement moins fragile que celles de type PHH puisque malgré une capacité de glissement également très faible ( $s = 0.9$  mm), la rupture est stable. Il semble que cela soit dû à la ductilité du perfobond qui procure l'essentiel de la résistance résiduelle au cisaillement.

Le mode de résistance au cisaillement de ce type d'éprouvettes peut être considéré comme la superposition de la résistance du perfobond et de celle de la couche d'adhérence. Cette superposition est réaliste dans la mesure où les charges maximales pour chaque type de connexion correspondent à des glissements comparables.

### Eprouvettes PRH

De nombreux essais ont été effectués sur des éprouvettes de type PRH. Les résultats (charge maximale, comportement post-rupture, position de la surface de rupture) sont très variables et ne peuvent être interprétés sans être groupés au préalable.

Les deux principales différences entre les éprouvettes sont la qualité de la rugosité des surfaces en béton en contact avec le coulis de ciment et la taille de l'éprouvette. La rugosité peut être qualifiée de bonne et régulière pour toutes les éprouvettes des séries n° 1 et 4, à l'exception des éprouvettes PRH 100-4 et -5 dont la rugosité est légèrement moins bonne. La rugosité peut être qualifiée de médiocre et variable pour toutes les éprouvettes des séries n° 2 et 3. Pour cette raison, l'analyse des résultats de ces deux séries n'est pas approfondie. Il est toutefois retenu qu'un soin tout particulier doit être apporté à la préparation de ces surfaces de béton et qu'un contrôle de qualité rigoureux doit être mis en place pour garantir cette rugosité.

La capacité de glissement vaut environ  $s = 0.9$  à  $1.0$  mm en fonction des éprouvettes. Il n'y a pas de différence notable entre les éprouvettes de taille 33, 66 et 100 en ce qui concerne la capacité de glissement.

Les éprouvettes des séries n° 1 et 4 ont des résistances allant de 2250 à 3800 kN/m. Ces résistances sont très élevées en comparaison avec les connecteurs utilisés généralement dans la construction mixte. Toutefois, un effet de taille marqué est observé. En effet, les résistances les plus élevées (par unité de surface) ont été mesurées sur les éprouvettes de taille 33 et les résistances les plus faibles l'ont été sur des éprouvettes de taille 100. Une étude approfondie de ce sujet est présentée dans [Thomann 2005].

### Eprouvettes PRR

Les éprouvettes PRR n'ont été fabriquées que dans les séries n° 2 et 3 dont la rugosité du béton était médiocre. Il est donc difficile de tirer des conclusions sur cette connexion. Toutefois, il a été observé que la surface de rupture passe généralement, malgré la mauvaise qualité des surfaces en béton, dans l'interface entre la tôle striée et le coulis de ciment le long du connecteur comme le long de l'aile. Cette interface est donc critique et il est probable que la résistance de ces éprouvettes n'augmenterait que peu avec une meilleure rugosité du béton. Si l'on exclut l'éprouvette PRR 33-1 dont la résistance est anormalement basse, une résistance moyenne d'environ 1800 kN/m est calculée. La capacité de glissement vaut  $s = 1.2$  à  $1.5$  mm.

#### 4.4.2 Essais de fluage

Les essais de fluage montrent que les éprouvettes de type PRH et de type PRR fluent, dans des proportions toutefois très différentes. Le fluage semble se stabiliser progressivement pour toutes les éprouvettes, bien qu'une augmentation de la déformation se produise toujours après 60 jours. Le coefficient de fluage  $\varphi$  est défini de la manière suivante:

$$s(t = n) = s_{el}(t = n_0) * (1 + \varphi_{n-n_0}) \quad (4.1)$$

$t$	: temps, mesuré en jours
$n_0$	: nombre de jours lors de la mise en charge
$n$	: nombre de jours à la fin de l'essai
$s$	: glissement vertical relatif moyen entre l'acier et le béton
$s_{el}$	: part élastique (instantanée) du glissement

Le tableau 4.8 contient les valeurs de  $\varphi$  calculées à l'aide de la relation (4.1).

**Tableau 4.8 - Coefficients de fluage  $\varphi$  en fonction du temps  $t$  en jours**

Eprouvette	$s(t=0)$ [mm]	$s(t=37-)$ [mm]	$s(t=37+)$ [mm]	$s(t=66)$ [mm]	$\varphi_{0-37}$ [-]	$\varphi_{37-60}$ [-]	$\varphi_{0-60}$ [-]
PRH 33-1	0.029	0.188	0.004	0.010	<b>5.5</b>	<b>1.5</b>	-
PRH 33-5	0.023	-	-	0.078	-	-	<b>2.4</b>
PRH 66-3	0.069	0.300	0.005	0.016	<b>3.3</b>	<b>2.2</b>	-
PRR 33-1	Rupture de l'éprouvette lors de la mise en charge, pas de résultat						
PRR 33-3	0.040	-	-	0.096	-	-	<b>1.4</b>
PRR 66-3	0.060	0.111	0.035	0.039	<b>0.85</b>	<b>0.11</b>	-
PD 66-1	0.261	-	-	0.521	-	-	<b>1.0</b>

Ce glissement sous charge constante peut être dû au fluage du béton, du coulis de ciment ou, dans le cas des éprouvettes de type PRH, de la couche d'adhérence. Il peut également provenir d'un endommagement progressif (micro-fissuration), surtout pour le niveau de charge élevé (1300 kN ou 650 kN pour les éprouvettes de taille 66 ou 33, respectivement). La différence marquée entre le coefficient de fluage des éprouvettes de type PRR et celui des éprouvettes de type PRH semblerait indiquer que la couche d'adhérence est à l'origine de l'essentiel du fluage des éprouvettes PRH. Cette analyse doit toutefois être nuancée par les observations suivantes:

- L'essai sur l'éprouvette PRR 66-3 a débuté deux mois après les essais sur les éprouvettes de type PRH 33-1 et PRH 66-3. Ceci joue un rôle dans la mesure où les matériaux cimentaires fluent d'autant plus qu'ils sont chargés à un jeune âge.
- A cause d'une déformation élastique plus grande que celle de l'éprouvette PRH 33-5, le coefficient fluage de l'éprouvette PRR 33-3 est plus faible. En revanche, les déformations absolues de fluage sont pratiquement égales pour ces deux éprouvettes. Pour un niveau de charge de 400 kN, la couche d'adhérence ne semble donc pas être la cause du fluage.

La diminution de la charge après 37 jours semble avoir eu un effet marqué sur le fluage des éprouvettes, mais la procédure de mise en charge (changement de niveau de charge après 37 jours) n'étant pas usuelle, il est difficile de se prononcer sur les résultats puisque les bases de comparaison font défaut.

La déformation de fluage est environ cinq fois plus importante en valeur absolue pour les éprouvettes de type PD que pour celles de type PRH et PRR. Ceci peut être expliqué par le fait que la contrainte est localement très élevée au droit des goujons dans l'éprouvette PD 66-1. Le fluage y est donc plus marqué. La grande surface de contact des éprouvettes par adhérence permet d'obtenir des contraintes faibles sous charges de service, ce qui permet de limiter le fluage. Toutefois, à cause d'une déformation élastique environ cinq à dix fois plus grande que pour les éprouvettes de type PRR et PRH respectivement, le fluage relatif (coefficient  $\varphi$ ) est plus faible pour l'éprouvette PD 66-1 que pour les éprouvettes PRR 33-3 et PRH 33-5.

Il est difficile de dire si les essais de fluage ont provoqué un endommagement des éprouvettes. La résistance élevée de l'éprouvette PRH 33-1 montre que, si la charge maintenue durant 2 mois pourrait produire un endommagement, d'autres facteurs responsables de la grande variabilité des résultats d'essais (rugosité, autres?) jouent un rôle encore plus important.

#### 4.4.3 Essais de fatigue

Il n'est pas possible de tirer des conclusions sur un nombre aussi faible d'essais de fatigue, avec autant de paramètres étudiés (type d'éprouvette, différence de charge  $\Delta V$ , rapport de la charge minimale et maximale).

Il semblerait toutefois qu'une différence de charge  $\Delta V = 450$  kN puisse être appliquée sur les éprouvettes de type PRH 66 et PRR 66 durant 2 mio de cycles. Un éventuel endommagement n'a pas été mis en évidence par les essais de rupture effectués sur les éprouvettes ayant subi 2 mio de cycles de fatigue.

## 4.5 CONCLUSIONS

Sur la base des essais push-out effectués, certaines remarques et conclusions peuvent être formulées:

- Les connexions sans surface rugueuse sur l'aile (PD, PR, PP) ont un comportement ductile et une résistance d'environ 1000 kN/m. Les connexions avec couche d'adhérence sur l'aile (PPH, PHH, PRH) ont un comportement plutôt fragile et une résistance allant de 2000 kN/m à 3800 kN/m. La connexion PRR a un comportement plutôt fragile et une résistance d'environ 1800 kN/m.
- Parmi les nombreux types de connexions testées, la connexion de type PRH, soit avec une tôle striée soudée perpendiculairement à l'aile de la poutre, elle-même recouverte d'une couche d'adhérence rugueuse, répond le mieux aux exigences de la construction mixte. Sa rigidité et sa résistance sont très élevées. Les résistances mesurées présentent toutefois une grande dispersion. Les causes les plus probables de cette variabilité sont un effet de taille et la variabilité de la rugosité du béton d'une éprouvette à l'autre. Les éprouvettes de petite taille dont la surface est la plus rugueuse sont les plus résistantes.
- Une attention toute particulière devra être portée pour obtenir une rugosité suffisante des surfaces en béton lors de futures réalisations. En effet, l'interface entre le béton et le coulis de ciment est généralement l'interface la plus faible. Une amélioration de cette surface apporterait probablement une augmentation de la résistance et une diminution de la dispersion des résultats.
- La résistance moyenne de la connexion de type PRH est très élevée (environ 3000 kN/m) en comparaison avec d'autres types de connexions usuellement employés dans la construction mixte acier-béton. Toutefois, il faut se montrer prudent lors de la détermination de la valeur caractéristique pour le dimensionnement d'un ouvrage concret car l'essai push-out ne permet pas de représenter exactement le comportement de la connexion dans une poutre mixte.
- La résistance maximale est atteinte pour un glissement d'environ 0.5 mm, puis elle chute rapidement (rupture fragile) pour tendre vers une résistance résiduelle moyenne d'environ 1000 kN/m à 6 mm de glissement. La capacité de glissement selon [EC-4.1.1 2004] est faible ( $s = 0.9$  à  $1.0$  mm).

## 5 ESSAIS SUR POUTRES MIXTES

### 5.1 DESCRIPTION DES ESSAIS

#### 5.1.1 Principe des essais sur poutres mixtes

Ces essais sont des essais de flexion sur six poutres simples. Les éprouvettes sont constituées d'une poutre en acier connectée au moyen d'une connexion par adhérence à une dalle en béton préfabriquée. La charge est appliquée au moyen de vérins jusqu'à la rupture.

#### 5.1.2 Epreuves

##### Dénomination et géométrie

La figure 5.1 illustre la géométrie des six poutres testées. Le tableau 5.1 synthétise les caractéristiques géométriques des 6 poutres testées ainsi que le type de connexion entre la dalle en béton et la poutre en acier.

La connexion de la poutre B1 est constituée d'une tôle striée (2 BRI 8/10 soudés dos-à-dos) de 100 mm de hauteur, soit une connexion de type R (§ 4.1.2). La connexion des poutres B2 à B6 est constituée d'une tôle striée (2 BRI 8/10 soudés dos-à-dos) de 100 mm de hauteur et d'une couche d'adhérence sur l'aile supérieure, soit une connexion de type RH (§ 4.1.2). Des raidisseurs permettent l'introduction des forces dans les âmes des HEA.

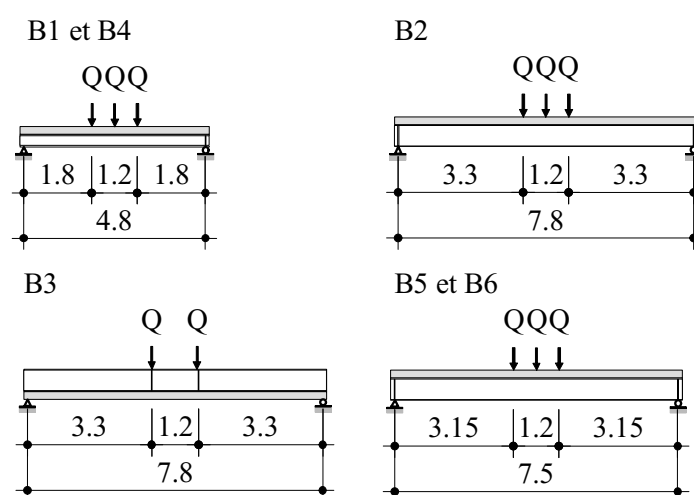


Figure 5.1 - Géométrie des poutres

Tableau 5.1 - Caractéristiques géométriques des poutres mixtes

Poutre	Section acier	Section béton [mm]	Connexion
B1	HEM 300	200 x 700	R, $h_{\text{conn}} = 100 \text{ mm}$
B2	HEA 600		RH $h_{\text{conn}} = 100 \text{ mm}$ $b_{\text{adh}} = 260 \text{ mm}$
B3	HEA 600		
B4	HEM 300	200 x 500	
B5	HEA 340		
B6	HEA 340		

## Matériaux

Le tableau 5.2 synthétise les caractéristiques principales des matériaux utilisés pour la fabrication des poutres. Les résistances sont des valeurs moyennes. La couche d'adhérence et le coulis de ciment H sont décrits au paragraphe 2.1.2.

**Tableau 5.2 - Caractéristiques des matériaux**

Poutre	Acier		Béton		Coulis de ciment
	Spécification	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Spécification	$f_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]
B1	S355	355 <sup>a</sup>	SCC <sup>b</sup> , B50/40, $D_{\max} = 16$ mm Retardateur de prise de type Pieri DRC 6/130 (caractéristiques de la rugosité: voir annexe A)	71	103
B2	S235	264 (aile) 309 (âme)			105
B3	S235	261 (aile) 309 (âme)			105
B4	S355	355 <sup>a</sup>			118
B5	S235	260 <sup>c</sup>			
B6	S235	260 <sup>c</sup>			

a. Valeur nominale, non contrôlée expérimentalement

b. *Self-Compacting Concrete*, béton auto-compactant

c. Valeur estimée

La résistance à l'effort rasant des connexions par adhérence est calculée d'après la méthode simplifiée décrite dans [Thomann 2005]. Les résistances moyennes  $v_R$  suivantes, calculées sur la base des résistances caractéristiques des matériaux, sont ainsi obtenues:

- connexion de type R :  $v_R = 972$  kN/m,
- connexion de type RH :  $v_R = 2156$  kN/m.

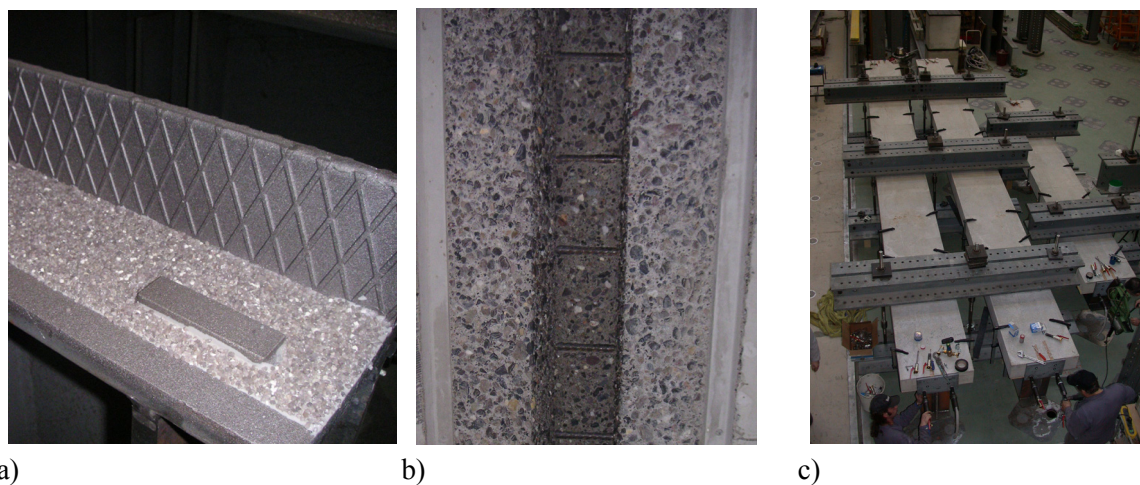
## Fabrication

Les éprouvettes ont été fabriquées de la manière suivante:

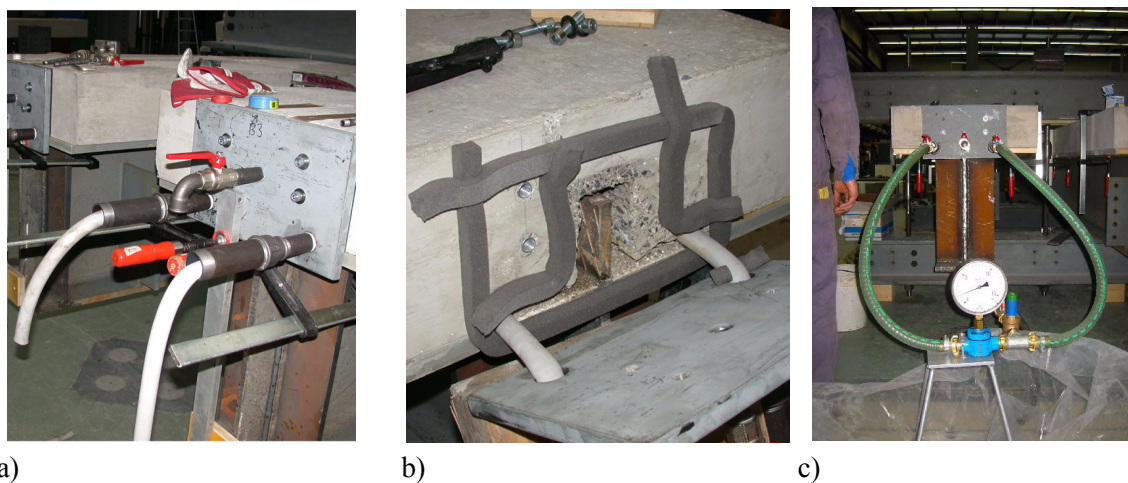
- Fabrication des poutres en acier, soudage des BRI et des raidisseurs et sablage SA 2½.
- Soudage de taquets de 12 mm d'épaisseur sur l'aile supérieure de la poutre (figure 5.2 a)). Ces taquets permettent de maintenir un espace de 12 mm entre la dalle préfabriquée et l'aile supérieure de la poutre avant l'injection du coulis de ciment.
- Le cas échéant, application de la couche d'adhérence sur l'aile supérieure du profilé en acier (figure 5.2 a)).
- Coffrage et bétonnage des dalles en béton. Application d'un retardateur de prise de type Pieri DRC 6/130 sur les surfaces en béton. La surface du béton rugueux est illustrée à la figure 5.2 b).
- Mise en place des dalles en béton sur les poutres en acier. Mise en place d'un système de retenue verticale pour éviter le soulèvement des dalles lors de l'injection (figure 5.2 c)).
- Réalisation de l'étanchéité le long des côtés de la poutre (tubes en mousse, figure 5.3 a)) ainsi qu'aux extrémités (Hannoband® [Hannoband 2005] comprimé par des plaques de tête en acier boulonnées dans la dalle, figure 5.3 b)).



- Injection des tubes en mousse avec de l'eau sous pression (1.5 bar, figure 5.3 c)). Préparation du coulis de ciment. Injection de la connexion à l'aide du coulis de ciment le 16.11.2004 pour les poutres B4 à B6 et le 17.03.2005 pour les poutres B1 à B3.



**Figure 5.2 - Fabrication des poutres (1),**  
*a) couche d'adhérence et taquets, b) béton rugueux, c) système de retenue verticale*



**Figure 5.3 - Fabrication des poutres (2),**  
*a) tubes en mousse, b) Hannoband, c) Injection des tubes en mousse*

La connexion des poutres B4 à B6 est localement de mauvaise qualité car la rugosité de la couche d'adhérence est localement mauvaise (figure 5.4). La proportion de la surface de rugosité insuffisante par rapport à la surface totale de la couche d'adhérence dans ces trois poutres atteint environ 30 %.



*Figure 5.4 - Exemple de défaut de la rugosité de la couche d'adhérence dans certaines zones des poutres B4 à B6*

### 5.1.3 Programme des essais

Les essais ont été effectués selon le programme suivant:

- Poutre B1: testée le 18.04.2005. Le but de cet essai est de produire une rupture par cisaillement longitudinal dans la connexion (effort rasant).
- Poutre B2: testée le 21.04.2005. Le but de cet essai est de produire une rupture par flexion (moment positif). Les conséquences de la formation d'une rotule plastique sur la connexion sont étudiées avec attention.
- Poutre B3: testée le 23.04.2005. Le but de cet essai est de produire une rupture par flexion (moment négatif). Les conséquences de la fissuration du béton sur la connexion sont étudiées avec attention.
- Poutre B4: testée le 26.05.2005. But identique à celui de la poutre B1.
- Poutre B5: testée le 31.05.2005. But identique à celui de la poutre B2.
- Poutre B6: testée le 3.06.2005. But identique à celui de la poutre B2.

### 5.1.4 Bâti de charge

Le positionnement des vérins et des appuis est illustré à la figure 5.1. Les charges  $Q$  sont appliquées à l'aide de 2 (B3) ou de 3 (B1, B2, B4 à B6) vérins d'une capacité de 1000 kN chacun. L'écartement des vérins est de 0.60 m avec 3 vérins, il est de 1.20 m avec 2 vérins. La poutre B3 est posée à l'envers de manière à ne pas devoir changer la position des vérins et des appuis. Les poutres sont stabilisées latéralement au droit des vérins contre le déversement de l'aile comprimée.

### 5.1.5 Déroulement de l'essai

Toutes les forces indiquées dans ce chapitre se réfèrent aux réactions d'appuis  $F$  des poutres (calculées à l'aide des charges  $Q$  mesurées sous les vérins et des dimensions théoriques sur plan), ce qui correspond à l'effort tranchant entre l'appui et le premier vérin.

#### **Mise en charge**

La mise en charge se fait à l'aide d'un asservissement en déplacement selon les étapes suivantes:

- Précharge jusqu'à  $F = 50$  kN à 0.2 mm/min puis décharge jusqu'à 0 kN.
- Charge jusqu'à la rupture à 0.4 mm/min jusqu'au début d'un éventuel palier plastique puis à 0.8 mm/min.
- Après avoir atteint la charge maximale, la vitesse est portée à 1.6 mm/min.

- Dans certains cas, un ou plusieurs cycles de décharge - recharge ont dû être effectués pour résoudre des problèmes techniques (fuites d'huile, manque de pression, etc.). Ces cycles peuvent être observés sur les figures 5.6, 5.7 b), 5.10 et 5.15.

### Dispositif de mesure

La figure 5.5 illustre le dispositif de mesure. Il est constitué de:

- 10 jauges d'extensométrie dans la section centrale (moment maximal), référencées à l'aide de trois lettres (sup pour aile supérieure, ame pour l'âme et inf pour l'aile inférieure) et d'un numéro d'ordre; la distance notée  $z_1$  sur la figure 5.5 vaut 50 mm pour les poutres B1, B4 à B6 et 100 mm pour les poutres B2 et B3,
- 10 jauges omega ( $\pm 2$  mm/100 mm) dans la section centrale, dont 4 sont placées sur la fibre supérieure (o-0 à o-3) et 6 sur la fibre inférieure (o-4 à o-9),
- 20 capteurs inductifs HBM W20 ( $\pm 20$  mm) permettant de mesurer le glissement horizontal entre l'aile supérieure de la poutre en acier et la fibre inférieure de la dalle en béton, référencés par les lettres gl pour glissement et un numéro d'ordre,
- 8 capteurs inductifs HBM W5 ( $\pm 5$  mm) permettant de mesurer le soulèvement vertical de la dalle par rapport à la poutre, référencés par les lettres ec pour écartement et un numéro d'ordre,
- 2 capteurs de flèche HBM W100 ( $\pm 100$  mm) situés dans la section centrale de part et d'autre de l'âme, référencés w-0 et w-1,
- 2 (B3) ou 3 (B1 et B2, B4 à B6) capteurs de force 2000 kN placés sous les vérins.

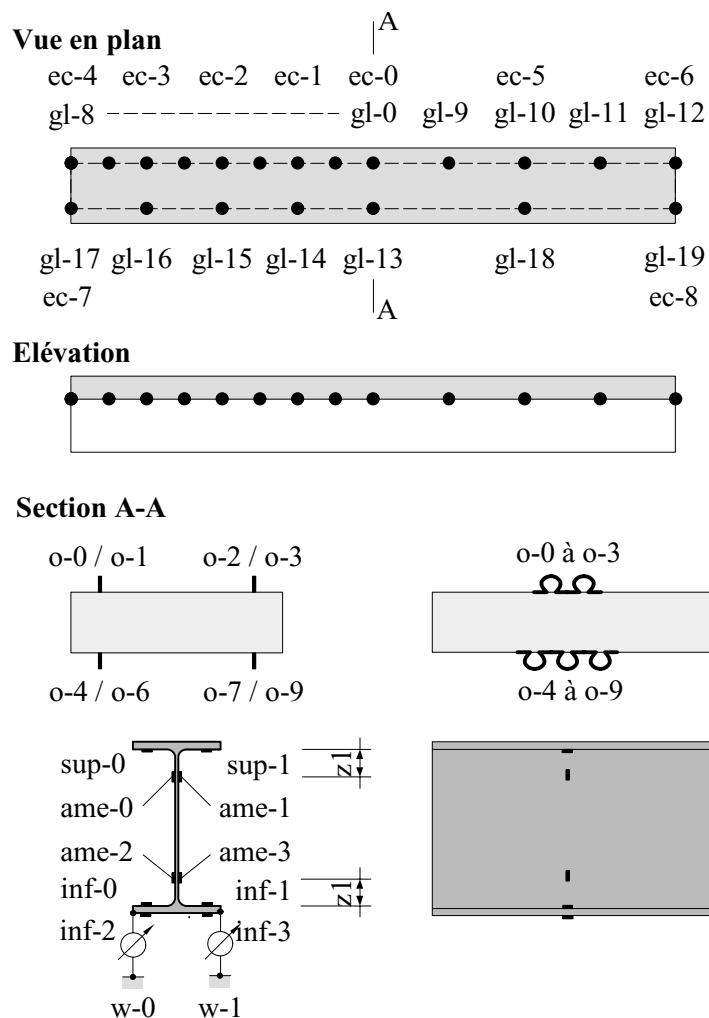


Figure 5.5 - Dispositif de mesure

## 5.2 RÉSULTATS

### 5.2.1 Remarques sur l'injection du coulis de ciment

L'injection du coulis de ciment dans l'espace entre la dalle et la poutre est une opération délicate car cet espace doit être parfaitement étanche pour éviter les fuites tant aux extrémités de la poutre que le long des côtés. Les expériences réalisées pour l'injection des poutres décrites dans ce rapport permettent de tirer les enseignements suivants:

#### **Étanchéité latérale**

- L'étanchéité latérale peut être réalisée au moyen de tubes en mousse injectés avec de l'eau sous pression (figure 5.3 a) et c)). L'augmentation du diamètre lors de la mise en pression permet d'assurer une étanchéité suffisante.
- Par ailleurs, il est important de déposer le tube en mousse avant de mettre en place les éléments de dalle. Si les éléments de dalle sont placés d'abord et que le tube est tiré en place depuis une extrémité ensuite, il risque d'être endommagé par les aspérités du béton et de se rompre lors de la mise sous pression.
- Pour éviter que le tube ne soit chassé latéralement lors de l'injection de la connexion avec le coulis de ciment, il est nécessaire de prévoir une rainure longitudinale dans la dalle en béton dans laquelle le tube est tenu. Des planches de coffrage ont également été fixées à l'aide de serre-joints le long des tubes en mousse pour éviter qu'ils ne soient chassés latéralement lors de l'injection. Ces planches ne sont peut-être pas nécessaires vu la présence de la rainure.

#### **Étanchéité aux extrémités**

- L'étanchéité aux extrémités a d'abord été réalisée à l'aide de plaques en caoutchouc comprimées par les plaques de tête. Cette solution n'a pas apporté de bons résultats car les tolérances de fabrication et de montage sont trop grandes pour pouvoir être compensées par la compressibilité du caoutchouc. Le joint n'était donc pas étanche, en particulier à la transition entre la dalle et la poutre.
- Une seconde solution a été testée en collant les plaques de tête à l'aide d'une colle rapide à deux composants suffisamment épaisse pour compenser les tolérances. Cette solution a donné des résultats mitigés: certains joints ont été parfaitement étanches, d'autres ont fuit, en particulier à la transition entre la dalle et la poutre.
- Enfin, la solution illustrée à la figure 5.3 b), a été mise en œuvre avec d'excellents résultats. Le Hannoband est une bande en mousse fortement compressible et qui devient étanche lorsqu'elle est suffisamment comprimée. Cette solution est par ailleurs la plus facile et la plus rapide à mettre en œuvre puisqu'une des faces est autocollante. Les joints d'extrémité étanchéifiés avec cette bande compressible ont donné entière satisfaction.

L'injection à proprement parler s'est déroulée selon les informations contenues dans [Dauner 2005]. Le temps d'écoulement du coulis de ciment à la sortie valait environ 24 secondes, ce qui est supérieur aux 17 secondes recommandées par Dauner. Toutefois, l'injection s'est bien déroulée et les résultats d'essais montrent que la qualité de l'injection (complétude) était suffisante pour atteindre la résistance voulue.

### 5.2.2 Remarques sur la présentation des résultats

Puisque l'essai sur la poutre B3 a été effectué avec deux vérins, alors que les autres essais ont été effectués avec trois vérins, les résultats sont présentés à l'aide de la réaction d'appui  $F$ , calculée à l'aide des forces mesurées sous les vérins et de la géométrie, et non directement à l'aide des forces  $Q$  appliquées par les vérins. Ceci permet une comparaison plus aisée des résultats.

Afin de comparer la résistance réelle à la résistance théorique des poutres et de faciliter la comparaison des mesures effectuées sur les différentes poutres, il est utile de diviser la réaction d'appui  $F_{\text{test}}$  par la réaction d'appui théorique  $F_{M_{pl,b}}$  provoquant la formation d'une rotule plastique dans la poutre mixte, c'est-à-dire correspondant au moment résistant plastique  $M_{pl,b}$  de la section mixte. Ce moment résistant est calculé avec les résistances des matériaux contenues dans le tableau 5.2.

Les résultats sont présentés par groupes de poutres présentant le même mode de rupture. Les poutres B1 et B4 présentent une ruine par rupture de la connexion, les poutres B2, B5 et B6 atteignent la résistance maximale par plastification de la section à mi-travée en moment positif, alors que la poutre B3 atteint la résistance maximale par plastification de la section à mi-travée en moment négatif.

### 5.2.3 Poutres B1 et B4

#### Mode de ruine et relation $F - w$

La ruine de la **poutre B1** se produit d'abord par rupture de la connexion. Cette rupture est progressive et stable, elle ne provoque ni craquement ni variation brusque de la charge. La charge maximale est ensuite atteinte par plastification de la section d'acier en flexion à mi-travée. La figure 5.6 représente la relation entre la flèche  $w$  et le ratio  $F_{\text{test}} / F_{Mpl,b}$  pour les poutres B1 et B4. Les cycles de charge - décharge observables sur cette figure (ainsi que sur les figures 5.10 et 5.15) sont dus soit à des problèmes techniques rencontrés avec les vérins (fuites d'huile), soit à la nécessité de placer des cales entre les vérins et la poutre pour compenser la flèche plastique (la course des vérins est limitée à environ 70 mm). Cette figure illustre la ruine plastique de la poutre B1 caractérisée par une augmentation de la flèche à charge constante. La zone de rupture de la connexion, caractérisée par une diminution de la rigidité, peut également être observée.

La ruine de la **poutre B4** est provoquée par la rupture de la connexion, d'abord d'un côté de la poutre puis de l'autre (figure 5.6). Ces ruptures sont instables, c'est-à-dire qu'elles se propagent le long de l'axe de la poutre de manière incontrôlée et rapide malgré l'asservissement en déplacement des vérins. Ces deux ruptures provoquent une chute brusque, mais faible, de la charge appliquée. De forts craquement accompagnent ces ruptures. La charge continue d'augmenter ensuite car la poutre en acier possède encore une certaine résistance non exploitée au moment de la rupture de la connexion. L'essai a toutefois été interrompu avant plastification complète de la section en acier car les vérins ne pouvaient pas appliquer une force suffisante (fuites d'huile, plafonnement de la pression).

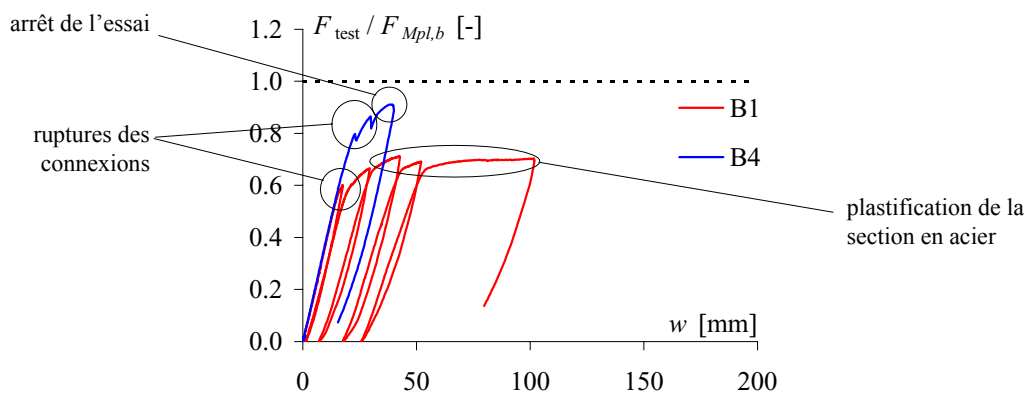


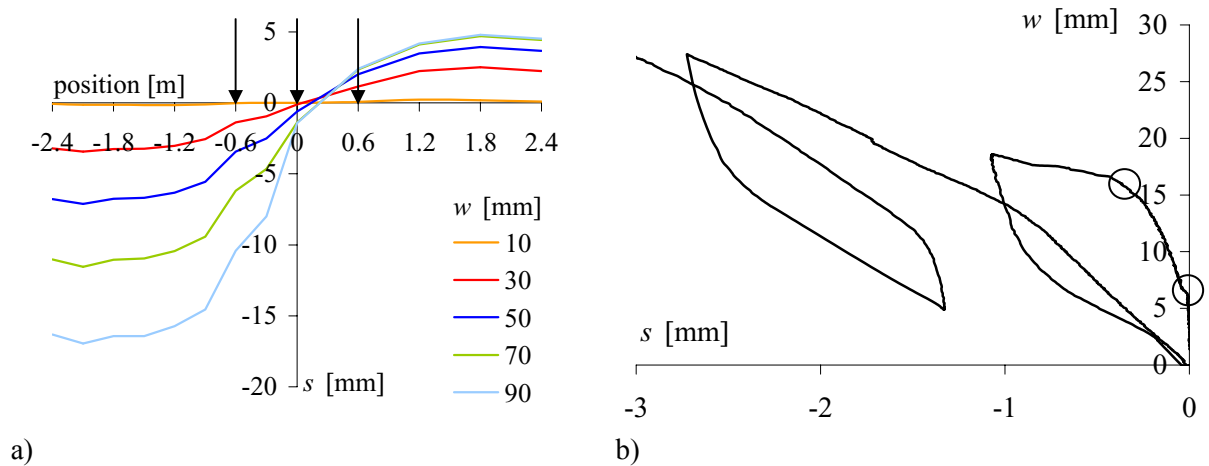
Figure 5.6 - Relation mesurée entre la flèche  $w$  et le ratio  $F_{\text{test}} / F_{Mpl,b}$

#### Glissement

Les capteurs gl-0 à gl-12 (figure 5.5) permettent de constituer le profil de glissement. La figure 5.7 a) illustre le glissement dans la connexion de la **poutre B1** pour différentes flèches  $w$ . Les flèches noires indiquent la position des vérins. Le glissement croît de façon régulière avec la flèche. Sa distribution le long de l'axe de la poutre n'est pas symétrique: le glissement est plus important dans la moitié gauche (E) que droite (W) de la poutre. Le point de glissement nul est excentré vers la droite. Par ailleurs, conformément à ce qui est attendu, le glissement varie linéairement entre le centre de la poutre et les vérins de bord, puis est approximativement constant. La figure 5.7 b) illustre le glissement mesuré à 1.8 m à gauche du centre de la poutre (capteur gl-6) en fonction de la flèche  $w$ . Deux ruptures de pente des courbes, mises en évidence sur la figure par des cercles, peuvent être observées. Une première

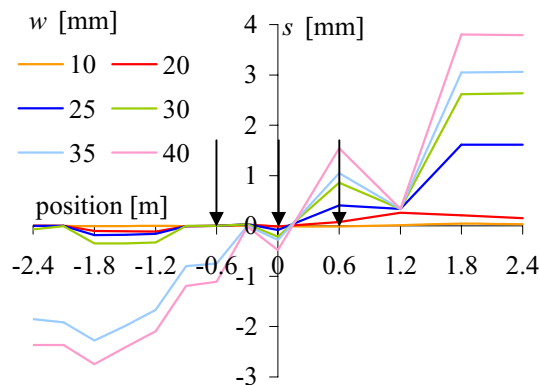


rupture de pente se produit lorsque l'adhésion chimique entre le coulis de ciment et l'aile supérieure de la poutre en acier est rompue. Le deuxième changement de pente correspond à la rupture de la connexion. Elle se produit lorsque le glissement atteint environ 0.3 mm, c'est-à-dire lorsque la flèche vaut environ 16 mm, soit, d'après la figure 5.6, pour une réaction d'appui  $F_{\text{test}} / F_{M,pl,b} = 0.60$ . Cela correspond précisément au changement de pente de la courbe B1 observable sur la figure 5.6.



**Figure 5.7** - Evolution du glissement dans la connexion de la poutre B1, a) le long de l'axe de la poutre pour différentes flèches  $w$ , b) capteur gl-6

Le glissement dans la connexion de la **poutre B4** est illustré à la figure 5.8 pour différentes flèches  $w$ . Le capteur situé à la position +1.2 m semble être défectueux. Une nette augmentation du glissement sur la moitié droite (W) de la poutre pour une flèche comprise entre 20 et 25 mm est observable. Cette augmentation du glissement indique une rupture de la connexion dans cette moitié de la poutre. Une deuxième rupture de la connexion se produit ensuite dans la moitié gauche (E) de la poutre pour une flèche comprise entre 30 et 35 mm. Ces augmentations marquées du glissement correspondent aux chutes de la charge illustrées à la figure 5.6. Ces ruptures ont lieu sur toute la demi-longueur de la poutre puisque le glissement augmente partout au moment de la rupture.



**Figure 5.8** - Evolution du glissement dans la connexion de la poutre B4 le long de l'axe de la poutre pour différentes flèches  $w$

### Déformations dans la section centrale

La figure 5.9 illustre le profil des déformations dans la section des poutres B1 et B4 située exactement à mi-travée (section A-A sur la figure 5.5). L'ordonnée représente la hauteur de la section. Le profil des déformations est illustré pour différentes valeurs de la flèche  $w$ , de manière similaire à ce qui est représenté sur les figures 5.7 a) et 5.8.

La figure 5.9 a) représente le profil des déformations dans la poutre B1. Pour une flèche de 30 mm, ce profil n'est déjà plus linéaire mais discontinu au droit de la connexion. Pour de grandes valeurs de la flèche, il existe même deux axes neutres. La section en acier reste globalement tendue à mi-travée puisque l'axe neutre se situe très clairement en-dessus de la mi-hauteur de la section en acier. Cela indique que la connexion, malgré sa rupture, continue de transmettre un effort de cisaillement.

La figure 5.9 b) représente le profil des déformations dans la poutre B4. L'échelle horizontale est différente de celle de la figure 5.9 a). De manière similaire à ce qui est observé pour la poutre B1, le profil des déformations est non linéaire dès 25 mm de flèche environ. Là encore, malgré la rupture de la connexion, la section en acier reste globalement tendue.

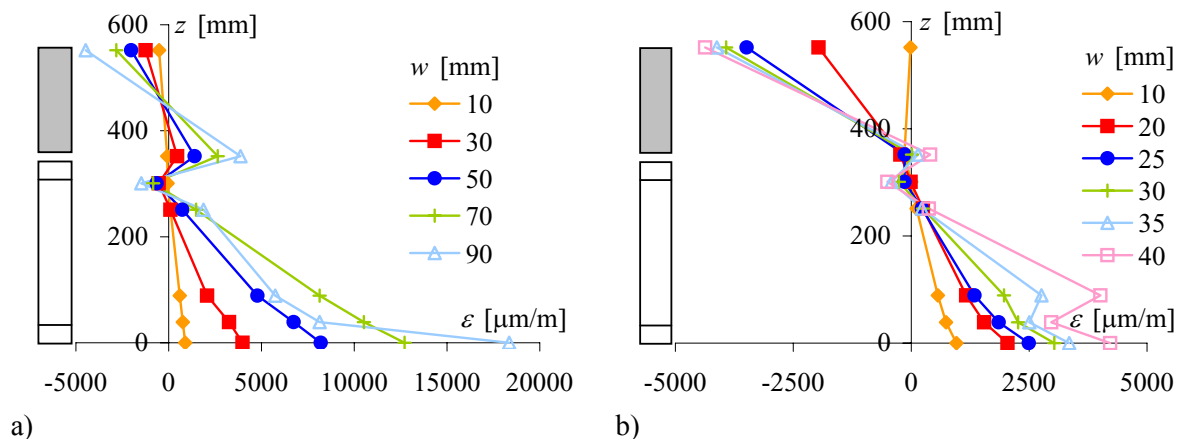


Figure 5.9 - Profil des déformations dans la section centrale pour différentes flèches  $w$ ,  
a) poutre B1, b) poutre B4

## 5.2.4 Poutres B2, B5 et B6

### Mode de ruine et relation $F - w$

Le mode de rupture de la **poutre B2** n'est pas clairement connu. Une rupture pratiquement simultanée de la connexion en cisaillement et du béton en compression, toutes deux dans la section à mi-travée, ont provoqué une brusque chute de la charge. Cette rupture a été accompagnée par de forts craquements. La rupture de la connexion a ceci de particulier qu'elle ne s'est produite que localement à mi-travée et non sur toute la longueur cisailée.

Les modes de rupture des **poutres B5 et B6** sont identiques: après formation d'une rotule plastique à mi-travée, le béton subit un écrasement tel qu'il éclate en compression. La rupture est instable et la charge chute brutalement. L'essai est poursuivi après cette rupture du béton jusqu'à la rupture, également instable, de la connexion, qui se propage depuis le centre de la poutre vers les appuis. Cette rupture est accompagnée d'un fort craquement et entraîne une brusque diminution de la charge appliquée.

La figure 5.10 représente la relation entre la flèche  $w$  et le ratio  $F_{\text{test}} / F_{Mpl,b}$  pour les poutres B2, B5 et B6. Les ruptures fragiles par compression du béton sont caractérisées par une diminution marquée de la charge. La formation de la rotule plastique est également identifiable sur cette figure. Pour les poutres

B5 et B6, la rotule plastique se forme clairement avant la rupture de la connexion, alors qu'elle est simultanée à la rupture de la connexion de la poutre B2.

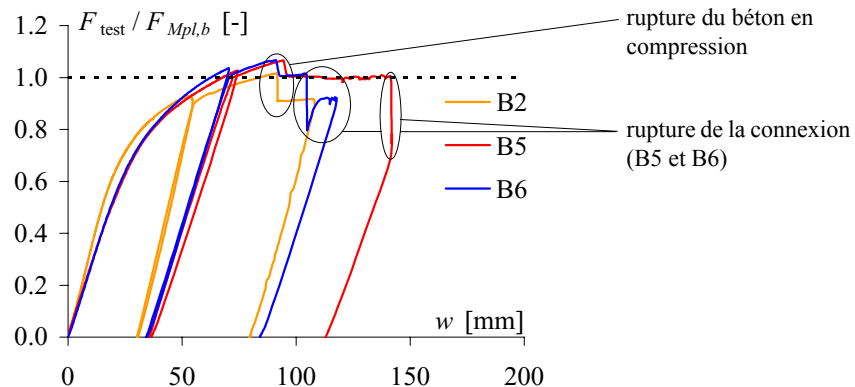


Figure 5.10 - Relation mesurée entre la flèche  $w$  et le ratio  $F_{\text{test}} / F_{Mpl,b}$

### Glissement

La figure 5.11 a) illustre le glissement dans la connexion de la **poutre B2** pour différentes flèches  $w$ . Le glissement y reste très faible en comparaison avec les valeurs mesurées pour les poutres B1 et B4. Le glissement est pratiquement nul aux extrémités de la poutre, et est maximal de part et d'autre de la mi-travée, en particulier lors de la formation de la rotule plastique. Il augmente avec l'augmentation de la flèche et sa distribution est pratiquement symétrique par rapport au centre de la poutre. Un phénomène particulier se produit entre les valeurs  $w = 91$  mm et  $w = 92$  mm : le glissement au centre de la poutre augment de manière très brusque de 0 à 0.3 mm. Ce glissement est parfaitement observable sur la figure 5.11 b) qui représente la mesure du capteur de glissement gl-0 placé exactement à mi-travée. Chaque cercle représente une mesure, lesquelles sont espacées dans le temps de 10 secondes. La rupture au droit de ce capteur est parfaitement identifiable par le segment horizontal à  $w = 91$  mm.

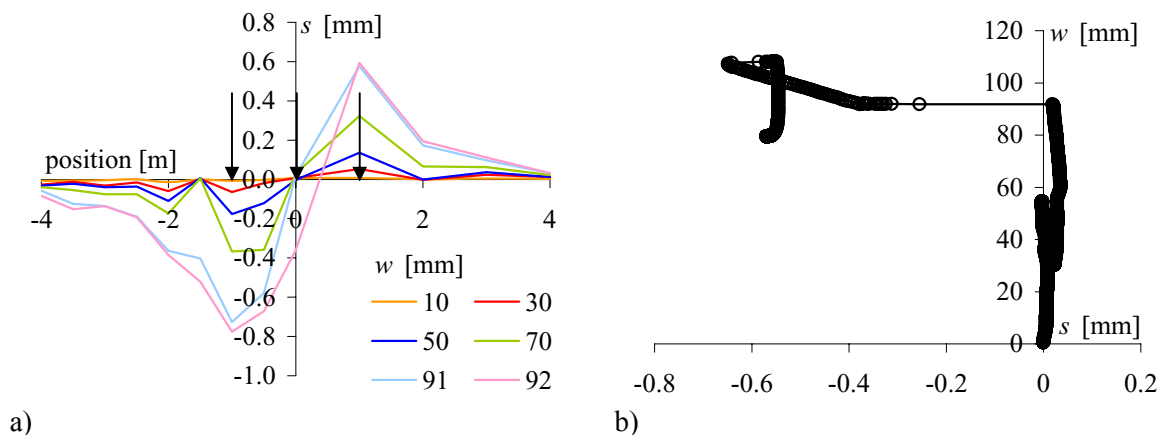
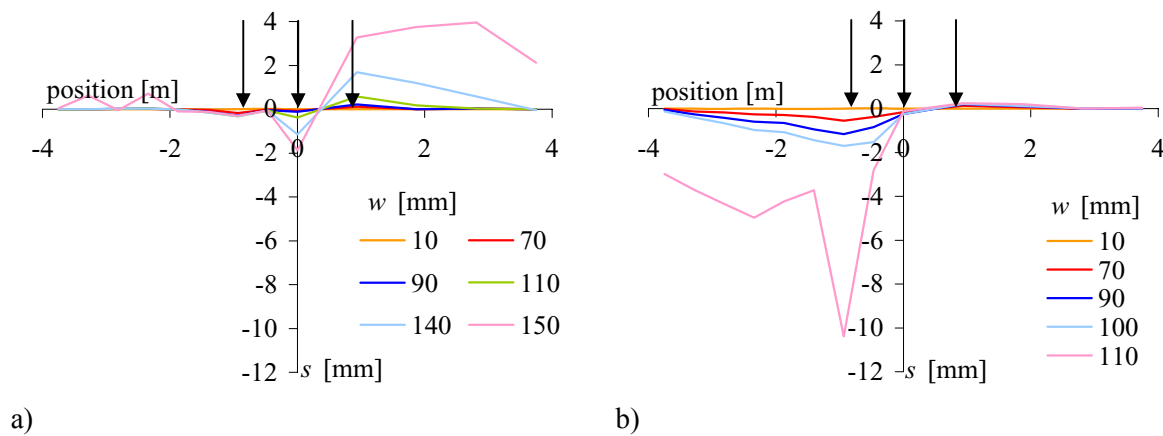


Figure 5.11 - Evolution du glissement dans la connexion de la poutre B2, a) le long de l'axe de la poutre pour différentes flèches  $w$ , b) capteur gl-0

La figure 5.12 illustre le glissement dans la connexion des **poutres B5** (figure 5.12 a)) et **B6** (figure 5.12 b)) pour différentes flèches  $w$ . Le même comportement de la connexion a été mesuré lors de ces deux essais. Les glissements sont très faibles avant la rupture par écrasement du béton (qui se produit pour les deux poutres lorsque la flèche vaut  $w = 95$  mm). Après cette rupture, le glissement augmente jusqu'à la rupture de la connexion. Sur les deux graphiques, la courbe bleu ciel représente le glissement après écrasement du béton mais avant la rupture de la connexion, alors que la courbe rose représente le



glissement après la rupture de la connexion. Le glissement augmente de manière significative entre ces deux mesures, soit au moment de la rupture de la connexion.



a)

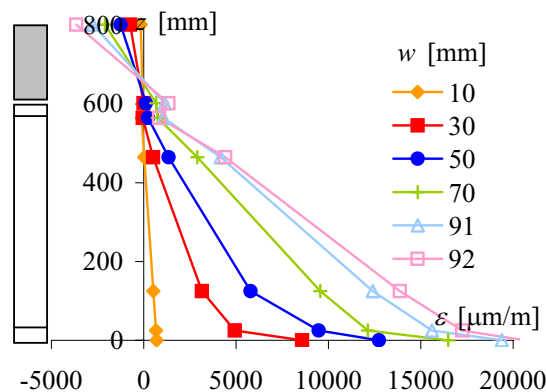
b)

**Figure 5.12** - Evolution du glissement dans la connexion le long de l'axe de la poutre pour différentes flèches  $w$ , a) poutre B5, b) poutre B6

### Déformations dans la section centrale

La figure 5.13 illustre le profil des déformations dans la section de la poutre B2 située exactement à mi-travée (section A-A sur la figure 5.5). L'ordonnée représente la hauteur de la section. Le profil des déformations est illustré pour différentes valeurs de la flèche  $w$ , de manière similaire à ce qui est représenté sur la figure 5.11 a).

Ce profil des déformations est continu et linéaire, en particulier au droit de la connexion, jusqu'à une valeur de la flèche d'environ 70 mm. Une augmentation marquée des déformations et de la discontinuité à la hauteur de la connexion peut être observée entre les valeurs de  $w = 91$  mm et  $w = 92$  mm. Il n'existe qu'un seul axe neutre, même à la fin de l'essai.



**Figure 5.13** - Profil des déformations dans la section centrale de la poutre B2 pour différentes flèches  $w$

La figure 5.14 illustre le profil des déformations dans la section des poutres B5 et B6 située exactement à mi-travée (section A-A sur la figure 5.5). L'ordonnée représente la hauteur de la section. Le profil des déformations est illustré pour différentes valeurs de la flèche  $w$ , de manière similaire à ce qui est représenté sur la figure 5.12.

La figure 5.14 a) représente le profil des déformations dans la poutre B5. Ce profil reste approximativement linéaire, à l'exception de la partie située dans le bas de l'âme, pour toute les mesures de la flèche représentées ici, et en particulier pour la valeur  $w = 150$  mm pour laquelle une rupture de la

connexion a été observée (figure 5.12 a)). Le pic de déformation dans le bas de l'âme n'a pas été expliqué. Il est possible qu'une des jauges de déformation soit défectueuse.

La figure 5.14 b) représente le profil des déformations dans la poutre B6. De manière similaire à ce qui est observé pour la poutre B5, le profil des déformations est linéaire et continu sur toute la hauteur de la section, à l'exception de l'aile inférieure, et pour toutes les valeurs de la flèche représentées. Là encore, malgré la rupture de la connexion, aucune discontinuité dans le profil des déformations ne peut être observée. La déformation dans l'aile inférieure semble très faible, en particulier en comparaison avec la poutre B5. Là encore, il est possible qu'une jauge soit défectueuse.

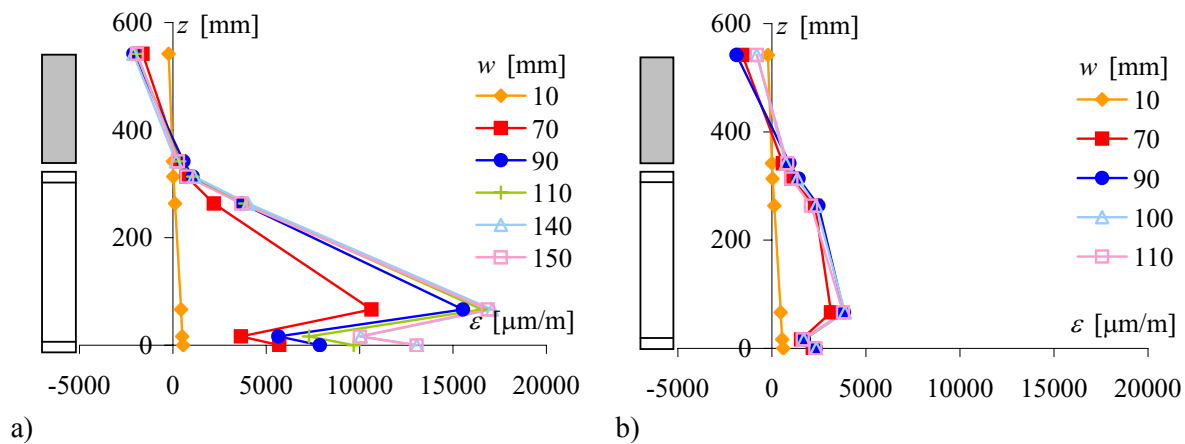


Figure 5.14 - Profil des déformations dans la section centrale pour différentes flèches  $w$ , a) poutre B5, b) poutre B6

### 5.2.5 Poutre B3

#### Mode de ruine et relation $F - w$

La poutre B3, sollicitée par un moment négatif, atteint la rupture par plastification progressive de la section à mi-travée. Cette plastification n'est assortie d'aucun craquement particulier. La charge appliquée est stable jusqu'à la fin de l'essai. Aucune rupture de la connexion n'a été observée ou mesurée. La figure 5.15 représente la relation entre la flèche  $w$  et le ratio  $F_{\text{test}} / F_{Mpl,b}$ . La poutre B3 présente un comportement ductile.

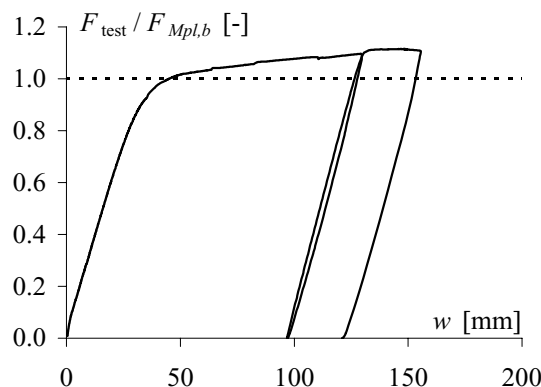
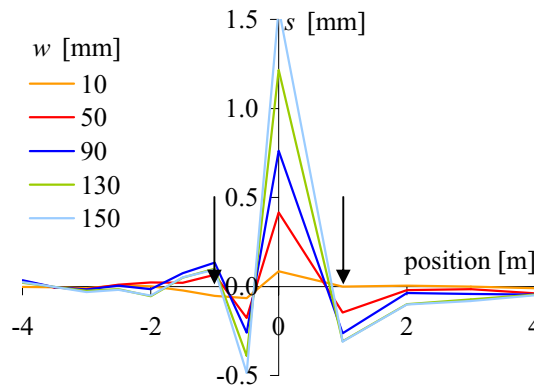


Figure 5.15 - Relation mesurée entre la flèche  $w$  et le ratio  $F_{\text{test}} / F_{Mpl,b}$

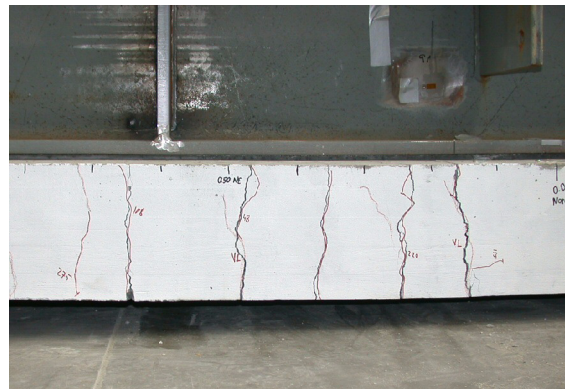
#### Glissement

La figure 5.16 illustre le profil du glissement pour la poutre B3. Ce glissement reste en tout point de mesure et durant tout l'essai inférieur à 0.3 mm, soit inférieur au glissement provoquant la rupture de la

connexion de type RH (figures 4.13 à 4.15). Les seules exceptions à cela sont des mesures au droit de fissures importantes de la dalle tendue, lorsque les deux points d'attache du capteur sont situés de part et d'autre de la fissure. Des fissures dont l'ouverture dépasse 1 mm ont en effet été observées dans la zone de moments maximal (figure 5.17 a)). Le capteur mesure alors non pas seulement le glissement dans la connexion mais la somme de ce glissement localisé et de l'allongement de l'armature au droit de la fissure.



**Figure 5.16 - Glissement le long de l'axe de la poutre B3 en fonction de la flèche**

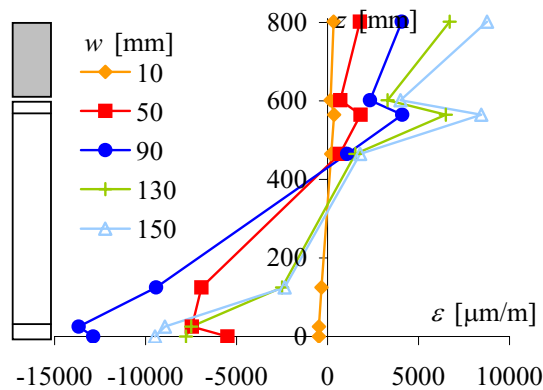


*Figure 5.17 - Fissures dues à la flexion négative*

### **Déformations dans la section centrale**

La figure 5.18 illustre le profil des déformations de la poutre B3 dans la section située exactement à mi-travée (section A-A sur la figure 5.5). L'ordonnée représente la hauteur de la section. Le profil des déformations est illustré pour différentes valeurs de la flèche  $w$ , de manière similaire à ce qui est représenté sur la figure 5.16.

Le profil des déformations est de signe opposé à celui des autres poutres car la poutre B3 est sollicitée par un moment négatif. Contrairement à ce qui peut être attendu, on observe une discontinuité marquée de ce profil à la hauteur de la connexion, et cela malgré le fait qu'aucune rupture de la connexion n'a été observée. Il est intéressant de relever que entre  $w = 90$  mm et  $w = 130$  mm, la déformation dans la poutre en acier *diminue* sur toute la hauteur de la section en acier d'un facteur approximativement constant. Cela correspond à un abaissement de la position de l'axe neutre sans changement notable de la courbure de la poutre. Cette mesure n'a pas pu être expliquée.



**Figure 5.18** - Profil des déformations dans la section centrale de la poutre B3 pour différentes flèches  $w$

### 5.3 OBSERVATIONS

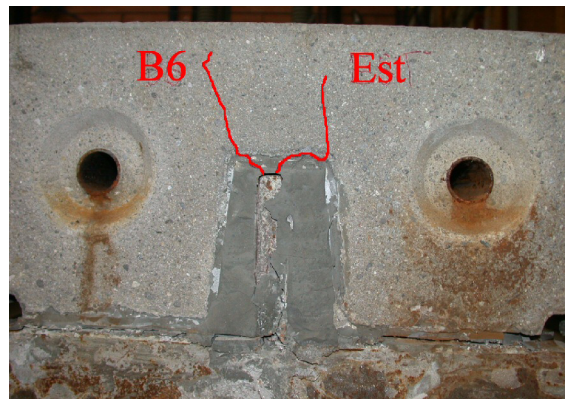
#### 5.3.1 Fissuration et écrasement du béton

Des fissures transversales dans la dalle en béton ont été observées sur toutes les poutres. Il s'agit de fissures dues à la flexion de la poutre qui provoque de la traction dans le béton. Dans le cas des poutres soumises à un moment de flexion positif, la traction est due au fait que l'axe neutre plastique se situe dans la dalle. La dalle de la poutre B3 est entièrement tendue puisque cette poutre est soumise à un moment de flexion négatif. La figure 5.19 illustre les fissures relevées lors de l'essai sur la poutre B3.



**Figure 5.19** - Fissuration de la poutre B3

Par ailleurs, des fissures radiales, semblables à celles observées lors des essais push-out, ont été observées aux extrémités de certaines poutres, comme cela est illustré à la figure 5.20 pour la poutre B6. Ces fissures sont uniquement observables lorsque le glissement à l'extrémité de la poutre est suffisamment important, soit sur les poutres B1 et B4 aux deux extrémités et sur les poutres B5 et B6 à une extrémité.



**Figure 5.20** - Fissures radiales à l'extrémité Est de la poutre B6

Les ruptures par compression du béton ont manifesté un caractère fragile. Des éclats de béton se sont détachés de la surface de la dalle, en particulier dans les angles de la dalle.

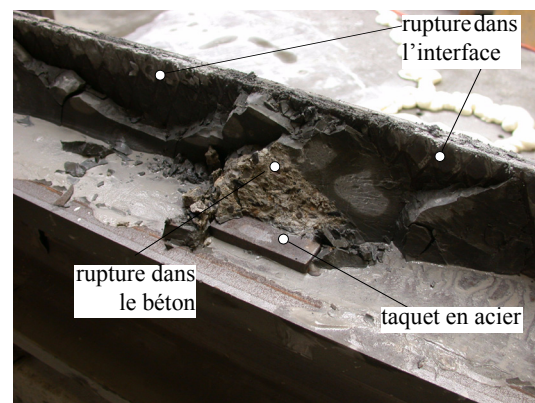
### 5.3.2 Surfaces de rupture

La surface de rupture de la **poutre B1** passe dans l'interface acier - coulis de ciment et localement dans le béton sur l'aile, alors qu'elle passe dans l'interface tôle striée - coulis de ciment le long du connecteur. La dalle de la poutre B1 a été sciée longitudinalement dans le prolongement du connecteur après l'essai. Cela a permis d'observer que la surface de rupture passe en majorité dans l'interface acier - coulis de ciment. Toutefois, deux zones présentent des surfaces de rupture différentes (figure 5.21):

- A l'extrémité SE de la poutre, la rupture s'est produite sur l'aile dans l'interface béton - coulis de ciment sur environ 1 mètre (figure 5.21 a)).
- Au droit des taquets de 12 mm d'épaisseurs destinés à maintenir la dalle surélevée par rapport à l'aile supérieure de la poutre en acier avant l'injection du coulis de ciment, la surface de rupture passe localement dans le béton (figure 5.21 b)).



a)



b)

**Figure 5.21** - Connexions de la poutre B1 après la rupture, a) rupture dans l'interface béton-coulis de ciment le long de l'aile, b) rupture locale dans le béton au droit des taquets en acier

La rupture de la connexion de la **poutre B2** ne s'est produite que localement à mi-travée et non sur toute la longueur cisailée. Dans cette zone d'environ 2 mètres de part et d'autre du milieu de la poutre, la surface de rupture passe dans l'interface béton - coulis de ciment le long de l'aile. Le long du connecteur, la position de la surface de rupture n'est pas visible.



Aucune surface de rupture ne s'est produite dans la connexion de la **poutre B3**. La rupture a eu lieu par plastification de la section à mi-travée.

La surface de rupture de la **poutre B4** passe dans l'interface béton - coulis de ciment sur l'aile et par l'interface tôle striée - coulis de ciment le long du connecteur.

La surface de rupture des **poutres B5 et B6** passe dans l'interface couche d'adhérence - coulis de ciment le long de l'aile, et dans l'interface tôle striée - coulis de ciment le long du connecteur pour les deux poutres.

## 5.4 ANALYSE DES RÉSULTATS

### 5.4.1 Mode de rupture

Des ruptures instables ont été observées sur plusieurs éprouvettes. Cette instabilité est soit due à la rupture du béton en compression (B2, B5 et B6), soit à la rupture de la connexion (B4, B5 et B6). La rupture du béton est généralement considérée comme plutôt ductile. Toutefois, l'utilisation d'un béton autocompactant rend la rupture en compression plus fragile que s'il s'était agit d'un béton standard. La rupture de la connexion de type RH est rendue fragile par la présence de la couche d'adhérence. Malgré l'asservissement en déplacement, l'initiation de la rupture crée une rupture progressive et instable de la connexion le long de l'axe de la poutre. L'instabilité de ce type de rupture est due au fait que l'énergie libérée par la rupture d'une unité de longueur de connexion est supérieure (ou égale) à l'énergie nécessaire à la rupture de l'unité de longueur de connexion suivante. Cet effet est connu sous le nom de *zip-flyer effect* [Leskelä 2004]. La faible rugosité des surfaces des poutres B4 à B6 (§ 5.1.2) explique en partie cet effet. Le risque qu'une telle rupture se produise est renforcé par le fait que le taux de sollicitation ( $v_E/v_R$ ) de la connexion, lorsque la poutre est sollicitée par une charge quasi-ponctuelle à mi-travée, est pratiquement constant.

La poutre B1 a un mode de rupture stable et progressif dans la connexion. Il n'y a pas de propagation instable de la rupture le long de l'axe de la poutre. La ductilité plus importante de la connexion de type R par rapport à celle de type RH semble donc permettre une rupture stable même lorsque celle-ci se produit dans la connexion.

### 5.4.2 Position des surfaces de rupture

La position des surfaces de rupture est très similaire à ce qui a été observé lors des essais push-out, soit généralement une rupture dans l'interface tôle striée - coulis de ciment le long du connecteur et une rupture dans l'interface béton - coulis de ciment le long de l'aile. Dans les poutres B5 et B6, la surface de rupture passe dans l'interface couche d'adhérence - coulis de ciment le long de l'aile. La faible rugosité de la couche d'adhérence de ces poutres (figure 5.4) explique ce résultat.

La surface de rupture particulière de la poutre B1, illustrée à la figure 5.21, peut être expliquée de la manière suivante:

- Rupture dans l'interface béton - coulis de ciment à l'extrémité de la poutre: cette observation est étonnante dans la mesure où la poutre B1 n'a pas de couche d'adhérence, et que la résistance de l'interface acier - coulis de ciment sur l'aile est donc théoriquement nulle. Une rugosité localement insuffisante du béton et une adhésion chimique importante entre le coulis et l'acier permet probablement d'expliquer ce résultat.
- Rupture localement dans le béton au droit des taquets en acier: cette rupture met en évidence l'effet de confinement transversal que les taquets exercent sur le connecteur. En effet, ces taquets empêchent l'écartement de la dalle en béton en fournissant un appui transversal à une bielle comprimée qui peut se développer dans le coulis situé entre le taquet et la tôle striée. Sous l'effet de cette compression, la résistance des interfaces augmente localement et la surface de rupture se propage dans une zone moins résistante: la dalle en béton. Il est donc fort probable que ces taquets

augmentent sensiblement la résistance moyenne de la connexion de type R. Cet effet n'a toutefois pas pu être quantifié.

### 5.4.3 Développement de la rotule plastique

Les valeurs de la réaction d'appui maximale mesurée durant les essais  $F_{\text{test,max}}$  ainsi que le ratio entre  $F_{\text{test,max}}$  et les valeurs théoriques de la force  $F_{Mpl,b}$  permettant de mobiliser le moment résistant plastique  $M_{pl,b}$  sont synthétisés dans le tableau 5.3.

Les poutres B2, B3, B5 et B6, dimensionnées de manière à atteindre le moment plastique, ont effectivement pu développer cette résistance et cela malgré la faible ductilité de la connexion. Les ratios  $F_{\text{test,max}}/F_{Mpl,b}$  sont supérieurs à un pour ces quatre poutres. Les glissements mesurés sur les poutres avec une connexion de type RH de part et d'autre de la mi-travée restent localisés (figure 5.11 a), figure 5.12 a), figure 5.16) et ne provoquent la rupture de la connexion que pour une flèche supérieure à celle provoquant la rupture par écrasement du béton.

Les résistances développées par les poutres B1 et B4 sont comme attendu inférieures au moment plastique  $M_{pl,b}$  puisque la connexion a atteint la rupture avant plastification complète de la section. Les ratios  $F_{\text{test,max}}/F_{Mpl,b}$  sont donc inférieurs à un.

**Tableau 5.3 - Valeurs de  $F_{\text{test,max}}$  et du ratio  $F_{\text{test,max}} / F_{Mpl,b}$**

	B1	B2	B3	B4	B5	B6
$F_{\text{test,max}}$ [kN]	1050	777	570	1182	363	362
$F_{\text{test,max}}/F_{Mpl,b}$ [-]	0.71	1.02	1.11	0.91	1.07	1.07

## 5.5 CONCLUSIONS

Six essais de flexion sur des poutres simples mixtes ont été effectués. Cinq de ces poutres avaient une connexion de type RH, soit une tôle striée comme connecteur et une couche d'adhérence sur l'aile, alors qu'une poutre avait une connexion de type R, soit uniquement une tôle striée soudée perpendiculairement à l'aile. Les principales conclusions de ces essais sont les suivantes:

- La position des surfaces de rupture est très similaire à ce qui a été observé lors des essais push-out, soit généralement une rupture dans l'interface tôle striée - coulis de ciment le long du connecteur et une rupture dans l'interface béton - coulis de ciment le long de l'aile.
- Grâce à sa ductilité, la connexion de type R (tôle striée) permet un transfert progressif de l'effort de la section mixte vers la section d'acier au moment où la résistance maximale de la connexion est atteinte. Cela diminue le risque de rupture instable de la poutre (chute brutale de la force) en cas de rupture de la connexion.
- La connexion de type RH (tôle striée et couche d'adhérence) ne permet pas un tel transfert progressif. La rupture de la connexion s'accompagne d'une brutale diminution de la charge. Cette rupture est instable, c'est-à-dire que la propagation de la rupture le long de l'axe de la poutre ne peut pas être contrôlé malgré un asservissement en déplacement des vérins (*zyp-flyer effect*).
- Malgré ce comportement, une rotule plastique peut être entièrement développée tant en flexion positive que négative dans les poutres testées avec les connexions de type RH. La rupture de la connexion ne se produit que pour une déformation de la poutre supérieure à celle correspondant à la résistance plastique en section.





## 6 CONCLUSIONS

Les essais et résultats décrits dans ce rapport ont permis d'améliorer les connaissances sur le comportement des interfaces cisailées, des connexions par adhérence et des poutres mixtes avec connexion par adhérence. Les principaux résultats obtenus sont les suivants:

### **Essais de cisaillement direct**

- Les relations entre contrainte de cisaillement, glissement et écartement dans l'interface ont été déterminées pour huit types d'interfaces.
- La relation entre résistance au cisaillement et contrainte normale a été déterminée pour sept des huit interfaces étudiées. Cette relation est linéaire dans tous les cas étudiés.
- L'influence de l'orientation des stries de la tôle striée et de la qualité du coulis de ciment sur le comportement des interfaces a été étudiée. Toutefois, des essais plus nombreux ou un modèle théorique seraient nécessaires pour pouvoir quantifier cette influence.
- La couche d'adhérence possède une très haute résistance au cisaillement, mais elle se décolle de la tôle en acier pour une contrainte tangentielle valant environ  $5.5 \text{ N/mm}^2$  et indépendamment de la contrainte normale appliquée.

### **Essais d'arrachement**

- La résistance à l'arrachement de trois types de connexion a été étudiée et quantifiée. Des essais plus nombreux seraient nécessaires pour déterminer une valeur caractéristique utilisable en pratique.
- Parmi les connexions testées, la connexion de type R (tôle striée) possède la plus grande ductilité sous ce type de sollicitation. Sa résistance à l'arrachement vaut environ  $370 \text{ kN/m}$ .

### **Essais push-out**

- Sept types de connexion ont été étudiés. Les connexions sans couche d'adhérence sur l'aile possèdent une résistance d'environ  $1000 \text{ kN/m}$ . Les connexions avec couche d'adhérence sur l'aile possèdent une résistance allant de  $1800 \text{ kN/m}$  (type RR: tôle striée sur l'aile et le connecteur) à  $3000 \text{ kN/m}$  (type RH: couche d'adhérence sur l'aile et tôle striée sur le connecteur).
- La couche d'adhérence rend le mode de rupture des connexions étudiées beaucoup plus fragile. Les connexions avec couche d'adhérence ne sont pas ductiles au sens de l'EC-4 [EC-4.1.1 2004].
- La rugosité des surfaces en béton joue un rôle prépondérant tant sur la résistance moyenne que sur la variabilité des résultats. En ce sens, il est primordial d'obtenir une rugosité élevée et de la garantir par des contrôles adéquats.
- Parmi les connexions testées, celles de type R (connecteur en tôle striée, pas de surface résistante sur l'aile) RH possèdent le comportement le plus prometteur.

### **Essais sur poutres mixtes**

- La ductilité de la connexion de type R (connecteur en tôle striée) permet, sur les poutres testées, une rupture progressive sans diminution de la charge lorsque l'effort rasant atteint la résistance de la connexion. Il n'y a pas de diminution brusque de la charge appliquée.
- La faible ductilité de la connexion de type RH (connecteur en tôle striée, couche d'adhérence sur l'aile) ne permet pas une telle rupture. Lorsque l'effort rasant atteint la résistance de la connexion, une rupture fragile se produit, accompagnée d'une brusque diminution de la charge appliquée.
- Malgré cet effet, les poutres mixtes avec connexion de type RH ont pu atteindre le moment plastique  $M_{pl,b}$  tant en flexion positive que négative. La rupture se produit par écrasement du béton. La rupture de la connexion ne se produit que pour une flèche plus importante à celle provoquant la ruine par formation de la rotule plastique.



## RÉFÉRENCES

- [Abu-Tair 2000] Abu-Tair, A.I., Lavery, D., Nadjal, A., Rigden, S.R., Ahmed, T.M.A., *A new method for evaluating the surface roughness of concrete cut for repair or strengthening*, Construction and Building Materials, Vol. 14, No. 3, pp. 171-176, Elsevier Science Ltd., Oxford, 2000.
- [Courard 2003] Courard, L., Nelis, M., *Surface analysis of mineral substrates for repair works: roughness evaluation by profilometry and surfometry analysis*, Magazine of concrete research, Vol. 55, No. 4, pp. 355-366, Thomas Telford, Londres, 2003.
- [Dauner 2005] Dauner, H.-G., *Neue Verbindungstechnik im Verbundbrückenbau*, rapport OFROU, Office fédéral des routes, Berne, 2005.
- [EC-4.1.1 2004] EN 1994-1-1:2004, *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*, Comité européen de normalisation, Bruxelles, décembre 2004.
- [Ganz 2002] Ganz, H.R., Vildaer, S., *Grouting of post-tensioning tendons*, VSL Report Series 5, VSL International Ltd., Lyssach, 2002.
- [Hannoband 2005] Hanno-Werk GmbH, *Technisches Merkblatt Hannoband-BG1, 20/4*, <http://hanno.com/download/anschlussfugen/pdf/datenblaetter/dichtbaender/Datenblatt%20Hannoband-BG1.pdf>, Laatzen, Allemagne, janvier 2005.
- [Leskelä 2004] Leskelä, M.V., *Accounting for the effects of non-ductile shear connections in composite beams*, Composite Construction in Steel and Concrete V, Proceedings of an Engineering Foundation Conference, American Society of Civil Engineers, New York, 2004.
- [Maerz 2001] Maerz, H., Chepur, P., Myers, J., Linz, J., *Concrete roughness characterization using laser profilometry for fiber-reinforced polymer sheet application*, Transportation Research Board, 80th annual meeting, Proceedings, Paper No 01-0139, Washington D.C., 2001.
- [Perez 2003] Perez, F., Bissonnette, B., Courard, L., *Outils de caractérisation paramétrique de la rugosité des surfaces en béton: nouveaux développements*, Quatrième édition des journées scientifiques - Regroupement francophone pour la recherche et la formation sur le béton (RF)2B, Université de Sherbrooke, Canada, 2003.
- [Persson 1998] Persson, U., *A fibre-optic surface-roughness sensor*, Journal of Materials Processing Technology, Vol. 95, pp. 107-111, Elsevier Science Ltd., Oxford, 1998.
- [SIA-264 2003] Norme SIA 264:2003, *Construction mixte acier-béton*, Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich, 2003.
- [SIKA 2004] SIKA Deutschland GmbH, *Technisches Merkblatt Icosit Haftmasse*, [http://www.sika.de/icosit\\_haftmasse.pdf](http://www.sika.de/icosit_haftmasse.pdf), Stuttgart, novembre 2004.
- [Tateishi 2003] Tateishi, K., Hanji, T., Shibata, K., *3-D shape measurement of corroded steel plate surface by digital stereography*, Proceedings of the 1st International Conference on Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure (SHMII), pp. 699-704, Tokyo, 2003.
- [Thomann 2002] Thomann, M., *Teilhftverbund - Exécution de 3 essais d'arrachement et de 18 essais push-out*, Rapport ICOM 464-1, Laboratoire de la construction métallique (ICOM), Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, 2002.
- [Thomann 2003] Thomann, M., *Teilhftverbund - Réalisation de 4 essais de fluage, de 4 essais de fatigue et de 12 essais de rupture sur des éprouvettes de type push-out*, Rapport ICOM 464-2, Laboratoire de la construction métallique (ICOM), Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, 2003.

- [Thomann 2004.1] Thomann, M., *Teilhaftverbund - Réalisation de 3 essais de fluage et de 5 essais de rupture sur des éprouvettes de type push-out*, Rapport ICOM 464-3, Laboratoire de la construction métallique (ICOM), Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, 2004.
- [Thomann 2004.2] Thomann, M., *Teilhaftverbund - Réalisation de 9 essais de rupture sur des éprouvettes de type push-out*, Rapport ICOM 464-4, Laboratoire de la construction métallique (ICOM), Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, 2004.
- [Thomann 2005] Thomann, M., *Connexions par adhérence pour les ponts mixtes acier-béton*, Thèse EPFL No 3381, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, 2005.
- [Thomas 1982] Thomas, T.R., *Rough surfaces*, Longman Group Inc., New York, 1982.

## ANNEXE A: MESURE DE LA RUGOSITÉ D'UNE SURFACE

La mesure de la rugosité d'une surface s'effectue en deux étapes:

1. Mesure de la topographie de la surface. Le résultat est un ensemble de points de l'espace  $(x, y, z)$  représentant les coordonnées de la surface.
2. Quantification de la rugosité. Le résultat est une ou plusieurs grandeurs caractéristiques calculées à partir des coordonnées  $(x, y, z)$  de la surface.

### Mesure de la topographie de la surface

La méthode utilisée pour mesurer la topographie d'une surface dépend du type de rugosité que l'on cherche à mesurer et de la précision souhaitée. Thomas [Thomas 1982] présente des méthodes de mesure pour différentes applications. Les méthodes adaptées à la mesure de la topographie d'une surface en béton peuvent être classées en deux catégories principales: les méthodes mécaniques, dont des exemples peuvent être trouvés dans [Abu-Tair 2000] ou [Courard 2003], et les méthodes optiques, dont des exemples peuvent être trouvés dans [Persson 1998], [Maerz 2001] ou encore [Perez 2003].

Dans cette étude, une méthode optique, développée par Tateishi [Tateishi 2003], a été retenue. Cette méthode présente l'avantage de ne demander qu'un appareillage très simple (figure A.1 a)): un appareil photographique numérique et un adaptateur stéréographique pour l'objectif de l'appareil permettant de réaliser sur la même photographie deux images du même objet avec des points de vue légèrement différents. La figure A.1 b) illustre le dispositif expérimental: on distingue l'appareil photographique muni de l'adaptateur, la surface en béton à photographier et un bloc en aluminium nécessaire à la calibration du système de mesure.



a)

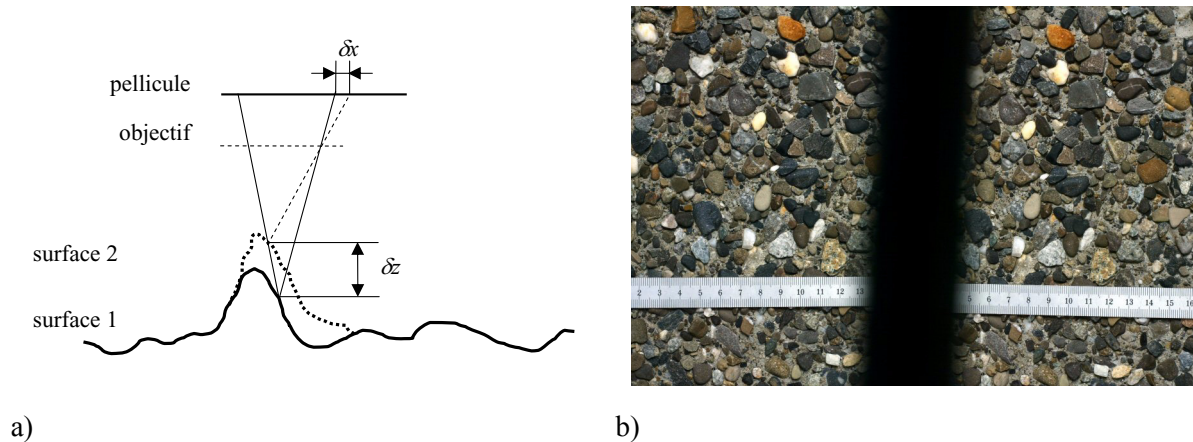


b)

**Figure A.1** - Mesure photogrammétrique de la topographie, a) matériel, b) dispositif expérimental

La figure A.2 a) illustre schématiquement le principe de la mesure, qui peut être comparé à la vue humaine: à partir de deux images prises depuis deux points de vue différents, une image tridimensionnelle de la surface peut être reconstituée. Un exemple d'une telle photographie est illustré à la figure A.2 b). Pour simplifier, la coordonnée  $y$  est négligée dans la suite de cet exemple. Soient deux points différents, distants verticalement de  $\delta z$  (surface 1 et surface 2) correspondant à un même pixel sur la première image. Ces points correspondent à deux pixels différents, distants de  $\delta x$ , sur la seconde image. Le traitement numérique des deux images permet, après avoir fait correspondre à chaque pixel de la première image son pixel jumeau sur la seconde image, de calculer  $\delta z$  à partir de  $\delta x$ . Ce traitement des photographies s'effectue à l'aide d'un logiciel développé par Tateishi [Tateishi 2003], qui permet

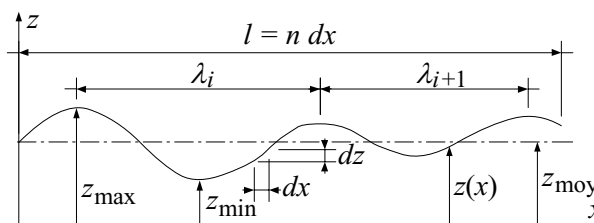
d'obtenir les coordonnées  $x$ ,  $y$  et  $z$  de chaque pixel de la photographie. La précision de la mesure de la coordonnée  $z$  est dépendant de nombreux paramètres propres au dispositif expérimental et au processus de calibration. Dans notre cas, cette précision vaut 0.08 mm.



**Figure A.2 - Photogrammétrie, a) principe de la mesure, b) exemple de photographie**

### Quantification de la rugosité

La figure A.3 représente une coupe dans la direction  $x$  d'une surface quelconque  $z(x)$ . Les notations utilisées plus bas sont également définies sur cette figure. La longueur de référence  $l$  doit être choisie suffisamment petite pour éliminer les ondes de grandes longueurs qui ne modifient pas la résistance au cisaillement de l'interface mais qui pourraient influencer le calcul des indicateurs de rugosité. Cette longueur doit également être choisie suffisamment grande pour saisir une portion représentative de la surface. La longueur de référence retenue vaut  $l = 45$  mm.



**Figure A.3 - Géométrie schématique d'une surface rugueuse quelconque**

Il existe de nombreux indicateurs de la rugosité de la surface dont l'utilisation varie en fonction du phénomène physique que l'on cherche à expliquer [Thomas 1982]. Les indicateurs qui ont été jugés pertinents sont d'une part ceux qui décrivent la *taille* et d'autre part ceux qui décrivent la *forme* des aspérités. Les indicateurs suivants ont été retenus:

- $\Delta z$ : différence de hauteur maximale. Cet indicateur présente l'avantage de pouvoir être facilement estimé de manière visuelle, sans mesure précise de la topographie de la surface. En revanche, il n'est pas représentatif de la forme de la surface (longueur d'onde  $\lambda_i$ , pente de la surface  $dz/dx$ ). Il s'agit d'un indicateur *dimensionnel* de la *taille* des aspérités.

$$\Delta z = z_{\max} - z_{\min} \quad (\text{A.1})$$

- $R_a$ : moyenne des valeurs absolues des écarts de hauteur par rapport à la hauteur moyenne. Cet indicateur est très communément employé dans la littérature pour décrire la rugosité des surfaces. Il permet la comparaison avec d'autres études. Il s'agit également d'un indicateur *dimensionnel* de la *taille* des aspérités.

$$R_a = \frac{1}{l} \int_l |z(x) - z_{\text{moy}}| dx \quad (\text{A.2})$$

- $Z_2$ : écart-type de la pente. Cet indicateur est un excellent complément à  $\Delta z$  puisqu'il tient compte de la pente, donc de la longueur d'onde. Il ne permet toutefois pas de distinguer deux surfaces homothétiques l'une de l'autre. C'est un indicateur *adimensionnel* de la *forme* de la surface.

$$Z_2 = \sqrt{\frac{1}{l} \int_l \left( \frac{dz}{dx} \right)^2 dx} \quad (\text{A.3})$$

- $R_p$ : rapport entre la longueur réelle de la surface et sa longueur projetée sur l'horizontale. Cet indicateur tient simultanément compte de la longueur d'onde et de la différence de hauteur  $\Delta z$ . Il ne permet toutefois pas de distinguer deux surfaces homothétiques l'une de l'autre. C'est également un indicateur *adimensionnel* de la *forme* de la surface.  $R_p = 1$  correspond à une surface parfaitement plane.

$$R_p = \frac{1}{l} \int_l \sqrt{dx^2 + dz^2} \quad (\text{A.4})$$

Pour ces quatre indicateurs, une valeur élevée correspond à une rugosité élevée. Le tableau A.1 contient les valeurs moyennes des indicateurs présentés ci-avant pour les surfaces considérées dans l'étude expérimentale. Quel que soit l'indicateur considéré, les surfaces en béton normal avec le retardateur de type Pieri DRC 6/80 et les surfaces en béton autocompactant (SCC) avec le retardateur de type Pieri DRC 6/130 sont très semblables. Par ailleurs, il existe une grande différence de rugosité entre les surfaces obtenues à l'aide du retardateur de type Pieri DRC 6/10 et celui de type Pieri DRC 6/80. La couche d'adhérence a une rugosité inférieure à celle des bétons très rugueux, mais toutefois très largement supérieure à celle de la surface en béton normale avec retardateur de type Pieri DRC 6/10.

**Tableau A.1** - Indicateurs de la rugosité pour les surfaces considérées dans l'étude expérimentale

Surface	$\Delta z$ [mm]	$R_a$ [mm]	$Z_2$ [-]	$R_p$ [-]
BR: Béton normal, Pieri DRC 6/10	1.04	0.11	0.12	1.007
BR: Béton normal, Pieri DRC 6/80	5.84	0.96	0.87	1.209
BR: Béton SCC <sup>a</sup> , Pieri DRC 6/130	6.92	0.95	0.82	1.207
BS: Béton normal, sablé	1.63	0.19	0.21	1.021
H: Couche d'adhérence	2.11	0.37	0.38	1.055

a. SCC: *Self-Compacting Concrete*, béton autocompactant